جامعة حلب
كلية الهندسة المدنية
قسم الهندسة الإنشائية . الدراسات العليا

التحليل الإنشائي للجدران الحجرية و مكافأتها بالجدران المتجانسة

Structural Analysis of Masonry Walls And Modeling it As Homogenized Materials

أطروحة أعدت لنيل درجة الماجستير في الهندسة الإنشائية

إعـداد
المهندسة ريم عبد الواحد

1432
2011

جامعة حلب
كلية الهندسة المدنية
قسم الهندسة الإنشائية . الدراسات العليا

التحليل الإنشائي للجدران الحجرية و مكافأتها بالجدران المتجانسة

Structural Analysis of Masonry Walls And Modeling it As Homogenized Materials

أطروحة أعدت لنيل درجة الماجستير في الهندسة الإنشائية

إعداد

المهندسة ريم عبد الواحد

بـإشـراف

الدكتور المهندس
عزام كتخدا
أستاذ في قسم الهندسة الإنشائية
كلية الهندسة المدنية . جامعة حلب

1432
2011

تصريح

أصرح بأن هذا البحث:

التحليل الإنشائي للجدران الحجرية و مكافأتها بالجدران المتجانسة

Structural Analysis of Masonry Walls And Modeling it As Homogenized Materials

لم يسبق أن قبل للحصول على أية شهادة، ولا هو مقدم حالياً للحصول على شهادة أخرى.

المرشحة

المهندسة ريم عبد الواحد

شهادة

نشهد بأن العمل الموصوف بهذه الرسالة هو نتيجة بحث علمي قامت به المرشحة المهندسة ريم عبد الواحد تحت إشراف الدكتور المهندس عزام كتخدا الأستاذ في قسم الهندسة الإنشائية في كلية الهندسة المدنية بجامعة حلب.

وأي رجوع لأي بحث آخر في هذا الموضوع موثق في النص.

الباحثة المهندسة

ريم عبد الواحد

المشرف الدكتور المهندس

عزام كتخدا

نوقشت هذه الرسالة وأجيزت بتاريخ ٢٤ / 7 / 2011م.

لجنة الحكم

المشرف على الرسالة
الدكتور المهندس عزام كتخدا

الدكتور المهندس ماهر قره

الدكتور المهندس يوسف الرغبان

الإهداء

لن أهدي أحداً.... لأنّني سأهدي الجميع.... نعم سأهدي هذا العمل كلَّ من سعد بنجاحي.... وأحسبهم كثيرين.... أحسبهم أنت يا أبي.... وأنت يا أمي.... وأنتم يا إخوتي وأخواتي.... وأنت يا شريك حياتي.... لقد رأيت الفرحة في عيونكم جميعاً.... حينما نجحت.... وحينما تفوّقت.... ولستم الوحيدين.... نعم.... فقد وجدت أصحابي وزملائي المهندسين فرحين أيضاً....

لن أخصَّ أحداً.... فكلكم قدَّمتم.... وأسأل الله أن يساعدني على ردِّ حسن مشاعركم.... بما هو خير.... فدعوة في ظهر الغيب لي ولكم.... اللهم اهدنا و اهد بنا.... وتجاوز عنا سيئاتنا.... وعاملنا بما أنت أهله.... فإنك يا مولانا.... يا خالقنا.... يا إلاهنا.... أهل التقوى والمغفرة....

وفي الختام.... فإنَّ هنالك اثنان لم يفرحا بنجاحي هذا.... لأنهما لم يعقلا أنَّ أمهما قد نجحت.... ولكنَّني أفرح وإن لم يفرحا.... وأتمنَّى لهما النجاح في الدنيا والآخرة.... اللّهم ارض عنهما وأرضهما.... اللّهم ارض عنهما وأرضهما.... اللّهم ارض عنهما وأرضهما....

ابنتي الغالية سنا.... ولدي الغالي محمد

{شكرٌ خاص}

لا أملكُ وأنا أودّع مرحلةً، وأستهلُّ أخرى، إلا أن أتوجّه من أعماق قلبيَ بالشكرِ والامتنانِ، لمن نَهلْتُ على يدَيهِما العلمَ والمعرفة، والَّذَين زوَّداني بتوجيهاتهما القيّمة، وأشرفا على بحثي بكلِّ صبرٍ، ورحابةِ صدر.

الأستاذ الدكتور

عزام كتخدا

وفي هذا المقام لا أنسى أن أتوجه بجزيل الشكر والاحترام لكل من:

الأستاذ الدكتور

ماهر قره

الأستاذ الدكتور

يوسف الرغبان

الَّذَين تقبَّلا أن يكونا في لجنة الحكم على هذا البحث، لنخرج به إلى أفضل المستويات.

الملخص

يتضمن هذا البحث رسالة ماجستير بعنوان " **التحليل الإنشائي للجدران الحجرية ومكافأتها بالجدران المتجانسة** "، تهدف هذه الرسالة في قسمها النظري إلى إعداد مراجعة بحثية لتوضيح سلوك جدران الملء الواقعة ضمن المنشآت الإطارية وطرق نمذجتها وطرق تحليل الإطارات المليئة. كما تم في هذا البحث تقديم نموذج مقترح لتمثيل السلوك الدوري للجدران الحاملة (علاقات الإجهاد– التشوه تراجعية للجدارن المعرض لإجهادات –قص و إجهادات محورية). و كذلك تم تقديم نموذج كلي مكافئ macro-model وهو نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري لتحليل الإطارات المليئة والذي يتمتع بسهولة في التطبيق والاستعمال. وتضمن البحث في قسمه العملي إجراء دراسة تحليلية لـ 5 نماذج (أربعة نماذج لإطارات مستوية ونموذج لمبنى فراغي) تم فيها استخدم نموذج كلي مكافئ لتمثيل جدران الملء الحاملة في الإطارات المليئة الخاضعة لهزة أرضية وهو نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري (A double-strut nonlinear cyclic model) المقترح من قبل الباحث Crisafulli [24]. كُلّ التحاليل نُفّذتْ باستخدام البرنامج الإنشائي "SeismoStruct V5.0.5 "، و تم استخدام التحليل الديناميكي للتاريخ الزمني(Dynamic time-history analysis) ، و كما تم استخلاص النتائج واقترحنا مجموعة من التوصيات.

1- مقدمة عامة (General Introduction) :

يعتبر الحجر من أقدم المواد الإنشائية ، وقد استعمل بشكل واسع لتشيد الأبنية سابقا بسبب سهولة تَجميع أجزائه الأساسية "باليد". ولازالت تستعمل هذه المنشات حتى الآن وذلك بسبب ما تمتع به الأبنية الحجرية من العزل الحراري والصوتي الجيد بالإضافة للمتانة والقوة وسهولة التشكيل وروعة الزخرفة والتزين عليها والكلف المنخفضة. قبل القرن العشرين كانت الأحجار المادة الهيكلية الأساسية السائدة في البناء و أصبحت الآن تستخدم كمادة أساسية أو للإكساء. ونشأ هذا التغير كونه انتقلنا إلى الأبنية العالية التي تتطلب تصميماً أكثر حذراً يعتبر كتلة البناء من أجل مقاومة الزلازل .

كما تنتشرُ الآن الأبنية الحاوية على جدران البلوك غير المسلحة على نطاق كبير في جميع أنحاء العالم، وهي مستخدمة في سورية بشكل واسع. حيث تكون هذه الجدران إما قواطع داخلية أو ضمن الجدران خارجية. وعادة ما يتم إهمال أثر هذه الجدران من قبل المهندس الإنشائي واعتبار الشكل المعماري لها فقط مع أخذ أوزانها كأحمال ميتة على الجملة الإنشائية بحسب توضع هذه الجدران. وعلى الرغم من اعتبارها عناصر غير إنشائية، إلا أن الدراسات الحديثة تشير إلى أنّ استعمال الجدران الملء هامّ لَيس فقط على المقاومة والصلابة بل أيضاً على آليةِ تبدد الطاقةَ للمنشأ بشكل العامِّ . يُمْكِنُ أَنْ يؤدّي إهْمال تأثيراتِ جدار الملء الحجري إلى تقييمِ قاصر للضرر الإنشائي في المنشآت الإطارية المملوءة المعرضة لحمولات زلزالية عالية، وهذا النظام هو ما يسمى بالإطارات المليئة (infilled frame).

أما من ناحية سلوك هذه المنشآت عند تحميلها ، فإن دراسة المنشآت الحجرية الحالية معقّدةُ ذلك أنها تبدي العديد مِنْ الاختلافات بخواص الموادِ وتقنياتِ البناء و إضافة إلى أن المعلومات التفصيلية حول منشأ معيّن عادة ما تكون غير متوفرُة. حيث بُنِيتْ أغلب المنشآت الحجرية بالاستناد على البيانات التجريبيةِ ، بدون أيّ تحليل رياضي، وحتى اليوم فإن معرفتَنا حول أنماطِ سلوكِ تحمل الجدران الحجرية لَيستْ متطورة بشكل جيد مقارنة مع المواد الأخرى. ونادراً ما يعتبر السلوك المعقد للحجر كمادة مركبة في العديد مِنْ طرقِ الحسابِ.

إن الطرائق المستخدمة في تحليل وتصميم الأبنية الحجرية ما زالت أولية جداً و ذلك لتعقيد تركيب وسلوك الجدران الحجرية كونها تتألف من مادتين مختلفتين ومنفصلتين: الحجر و المونة الإسمنتية ، وحيث أن سلوك هذه الجدران يكون عبارة عن تفاعل مابين خصائص هاتين المادتين المختلفتين وكثرة المتغيرات التي تحكم سلوك الجدار الحجري .

في الماضي استندت طرق التحليل والتصميم الإنشائي استندت على المعرفة العملية والتجريبية وحساب القوى والانتقالات وكانت عملية صعبة جداً . لكن نظراً للتطور الحاصل في التحليل الإنشائي والتطور الهائل للبرامج الإنشائية الحاسوبية فمن غير المقبول اعتبار جدران البلوك عناصر إنشائية لا بد من تمثيل تأثير هذه الجدران واخذ بعين الاعتبار بالحسابات و نمذجتها في النموذج التحليلي والتصميمي للمنشأ والمدني للحصول على دراسة وتصميم ناجحة للأبنية.

أجريت أبحاث كثيرة في العقود الأخيرة لدراسة سلوك هذه الأبنية الحجرية وكان هنالك العديد من الدراسة التجريبية والتحليلية ومقارنات بينها وتختلف طرق النمذجة للجدران الحجرية في النماذج العددية طبقاً لمستوى المعلومات المراد الحصول عليها من النموذج والمعلومات التجريبية المتوفرة لمواد الجدار الحجري (المقاومات .....الخ)

المونة والحجر والجدار ككل (مونة +حجر) ومعلومات الترتيب الهندسي للحجر والمونة وطريقة البناء. وبناء على ذلك يمكن نمذجة الحجر بالاعتماد على عِدّة طرق مختلفة (الشكل رقم(1))، و لكل طريقة ميزات وسيئات :

1- نمذجة كل من البلوك والمونة والوصلة بينهما بشكل منفصل:

طور عدد كبير مِنْ النماذج الجزئية الصغيرة micro-models لمحاكاة التحميل الدوري وحيد الاتجاه في الماضي. عادة، ما يزود كل عنصر بسلوكِه اللاخطّي الخاصِ ويتم اعتبار الرابطةِ بين البلوك والمونة باستعمال مفصل خاص أَو عناصرِ اتصال قادرة على محاكاة الفجوات. ويشترط المعرفةُ الدقيقة للشكل الفعلي للحائطِ بالكاملِ لنتمكن من النمذجة بهذه الطريقة.

2- نمذجة البلوك والوصلةَ معاً:

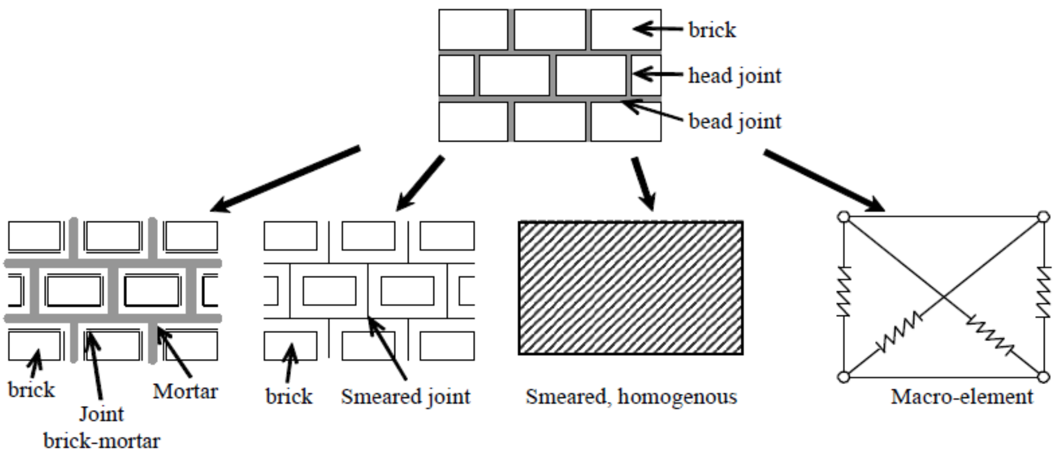
بما أن السلوك الحقيقي المشترك لبلوك- مونة في أغلب الأحيان غير معلوم، فإن يمكن استعمال عناصرَ مشتركةَ منفصلةَ معدومة السماكة لتمثيل المونة. وبهذه الحالة يَجِب أَن تُوسّعَ أبعاد البلوك، وتكون دقة النموذجَ أقلُ، لكن السلوكَ العالم يوصف بشكل مرضي.

3- استعمال نموذج بخصائص متجانسة:

ينمذج الحجر في هذا النموذج كمادة مستمرة متماثلة الصفات. يتطلب هذا النموذجِ حسابات أقل و يَسْمحُ بتحقيق السلوك الإنشائي للمنشآت الكبيرة الخاضعة لتحميل ديناميكي. من أجل استعمال هذه الطريقةِ، يجب أنْ تحدد الصلابة الفعالة والخصائصِ اللاخطّيةِ، ويَتطلّبُ تعريفَ عِلاقاتِ تشوه- إجهادِ لتحميل باتجاه واحد وتحميل دوري. بالإضافة لذلك ، يَجِبُ أَنْ يُعرّفَ معيار الانهيار العام.

4- استعمال عناصرِ كلية مكافئة macro-elements لمحاكاة الجدران:

تَتضمّنُ نماذجَ مُبَسَّطةَ مستندة على فَهْم طبيعية سلوكِ جدار الملء. في الحالة الثانية، يستعمل عدد محدود من العناصر لتَمْثيل تأثيرِ الجدار الملء ككل. وتتميز بإمكانية استخدامها لتمثيل الجدران في المنشآت الكبيرة لأنها أقل تعقيد بالحسابات من الطرق السابقة.



الشكل (1) النماذج الجزئية والكلية لتمثيل الجدار[1]

أما بالنسبة للإطارات المليئة (infilled frame). هناك العديد من الأسباب التي تجعل من عملية نمذجة جدران الملء مهمة غير واضحة بشكل كاف حتى الآن، ومن أهم هذه الأسباب:

1- عدم إمكانية التحديد الدقيق لخصائص المادة.

2− أنماط الانهيار المتعددة المتوقعة عند العمل ضمن وخارج التحميل في المستوي.

3− عدم تجانس هذه الجدران.

4− الأثر المتبادل لقوى القص والضغط بين المونة الإسمنتية و البلوك.

لذلك فإن إجراء أبحاث تجريبية في هذا المجال يعتبر أمر مهم وضروري.

نفذت عِدّة محاولات لوَصْف سلوكِ الجدار المليء بواقعية، تَتضمّنُ أنماطُ الانهيار المحتملةُ. طُوّرتْ النماذج التحليلية في محاولة للتَغَلُّب على الصعوباتَ والعقبات في المحاكاةِ العدديةِ لسلوكِ الإطارات المُلِيئة و تفسير أغلب الظواهرِ المرتبطة بها. يُمْكِنُ أَنْ تُقسّمَ التقنيات المختلفة المقترحة لتَمْثيل الإطاراتِ المُمْلُوءة إلى صنفين مختلفين من ناحية طريقة المحاكاةِ، الذي يُمْكِنُ أَنْ يُقسّمَ إلى مجموعتين رئيسيتين:

(1) نماذج جزئية صغيرة micro-models.

(2) نماذج كلية مكافئة macro-models .

أجريت في السَنَوات الأخيرةِ أبحاث كثيرة في مجال الأبنية الإطارية المملوءة بجدران حاملة. حيث أن الاتجاه العام في تطبيقها أَنْ تأخذ بالحسبان جدران الملء باعتبار دعامةَ مكافئةَ لتَمْثيل صلابة الجدران. يعتبر نموذجُ الدعامةِ القطريةِ مثالاً نموذجياً لنموذج كلي مكافئ macro-models للإطاراتِ المملوءة، وقد طوّرَ هذا النموذج قبل بضعة عقود بالاستناد على عمل تحليلي أجرىَ مِن قِبل الباحث Polyakov (كما هو مسجل في المرجع [2]). فيما بعد اقترح الباحث Holme [3] ، أقترح أن الدعامة القطريّة المكافئة يَجِبُ أَنْ يكونَ عرضها مساو إلى ثُلث طولِ الجدار وطور الباحث Stafford Smith [4]هذه الطريقة بالاستناد على البياناتِ التجريبيةِ. واستمر تطوير نموذج الدعامة المكافئة من قبل عدة باحثين[4] حيث استخدموا عِدّة دعامات لتَمْثيل الجدار. لكي نحلّلَ منشآت كبيرةَ أَو أبنية كاملةَ ، فإن أفضل نموذج يمكن استخدامه هو النموذجَ المعقولَ فيزيائيا. ولذلك، تُقدّمُ هذه الأطروحة تطبيق نموذج كلي مكافئ macro-models مقترح لتمثيل الجدار الحامل في الإطاراتِ المملوءِة. يَعتبرُ هذا النموذج نموذج الدعامات القطرية المتعددة، ويكون مفيد عندما يركز هدفَ التحليلِ على الاستجابة العامة للمنشأ.

لكي يُسهّلَ متابعة تطورَ محاولاتِ عرض سلوك جدران الملء في الإطارات، يمكن العودة إلى المراجع ([6] إلى [15]) وذلك للحصول على معلومات عن طريقة تمثيل الجدار بطريقة النماذج الجزئية المطورة بالاستناد على طريقة العنصرِ المحدودةِ . و يمكن العودة للمراجع التالية ([16] إلى [24]) للحصول على معلومات عن طريقة تمثيل الجدار بطريقة النماذج الكلية المكافئة.

من الجديرِ بالذكر أيضاً أن مثل هذه الدراسة لسلوك جدران الملء في الإطار تحتاج لإجراء تجارب لمنشآت مشابهة لتلك الحالة. وهذا ما تم العمل على تحقيقه إلى حد كبير في مختلف الدراسات عند دراسة سلوك هذه الجدران. حيث استخدمت أدوات مخبرية متطورة لإجراء اختبارات على نماذج لمنشآت تم تعريضها إلى حمولات مشابهة للحمولات الزلزالية، وذلك إما بتحريض اهتزازي أرضي عن طريق استخدام الطاولة المهتزة (shaking table)، أو بتوليد قوى جانبية مكافئة للحمولات الناتجة عن الزلازل بواسطة مدافع هيدروليكية، أو ما يسمى بالجدران الارتدادية (reaction wall) .

2- هــدف البــحث: (Scope)

يهدف البحث إلـى:

1- إعداد مراجعة بحثية لتوضيح سلوك جدران الملء الواقعة ضمن المنشآت الإطارية وطرق نمذجتها.

2- إعداد دراسة مرجعية نظرية لطرق تحليل الإطارات المليئة.

3- تقديم نموذج مقترح لتمثيل السلوك الدوري للجدار الحجري الحمال (علاقات الإجهاد- التشوه للجدار المعرض لإجهادات قص و إجهادات محورية).

4- تقديم نموذج كلي مكافئ macro-model وهو نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري لتحليل الإطارات المليئة والذي يتمتع بسهولة في التطبيق والاستعمال .

4- إجراء دراسة تحليلية للنماذج الهندسية المستخدمة بالبحث باستخدام برنامج لاخطي جديد SeismoStruct V5.0.5 وتطبيق النموذج الكلي المقترح لدراسة سلوك جدران الملء في المنشآت الإطارية المليئة .

6- استخلاص النتائج تقديم التوصيات.

الفصل الأول

المراجعة النظرية

THEORETICAL REVIEW

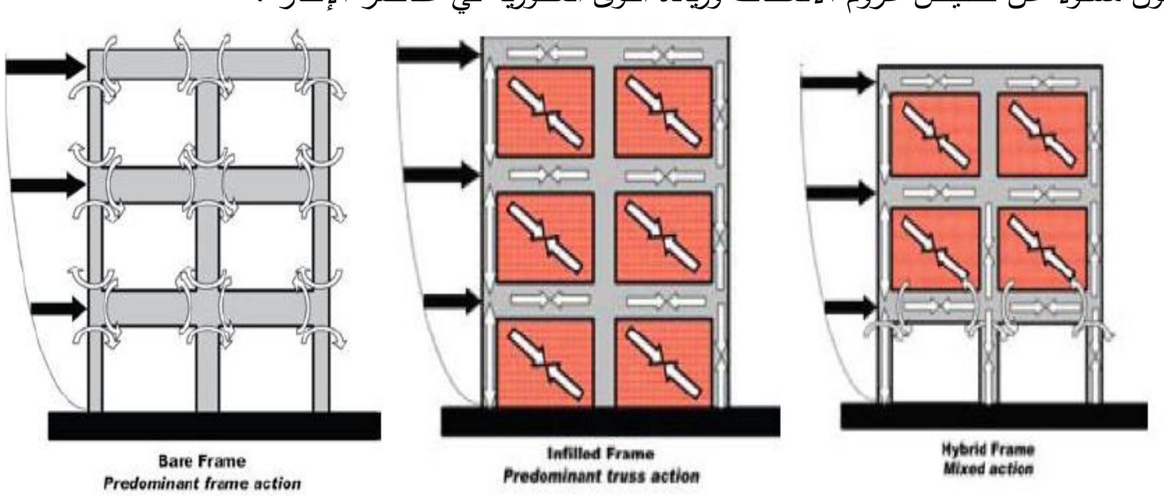
1-1- مقدمة (Introduction) :

تعتبر عادة الجدران الحاملة غير المسلحة عناصرَ غيرَ إنشائية. إلا أنها، وعلى خلاف أكثر المكونات غير الإنشائية، فإنها يُمْكِنُ أَنْ تُطوّر تفاعلاً قوياً عندما تبنى داخل الإطارات و تخضع لحمولات زلزالية، حيث أنها تساهمُ بشكل ملحوظ في زيادة الصلابة ومقاومة الحمولة للمنشأ.

1-2- مراجعة الأداء الزلزالي للإطارات RC المملوءة بجدران حاملة:

(Review of Seismic Performance of Masonry Infilled RC Frames)

تلعب جدران الملء الحاملة، المحصورة بالإطاراتِ البيتونية المسلحة، دور حيوي في مُقَاوَمَة الأحمالِ الزلزاليةِ الجانبيةِ على الأبنية. وقد تبين بشكل تجريبي أنّ عناصر الملء الحاملة تمتلك مقاومة جانبية أولية عالية جداً وقدرة تشوه منخفضة. وهكذا فإن وجود عناصر الملء في الإطاراتِ تُغيّرُ آليةَ نقل الحمولة الجانبية للمنشأ ذو التصرف الإطاري المسيطر إلى التصرف الشبكي المسيطر [25] كما هو معروض بالشكل رقم (1-1)، الذي يكون مسئولاً عن تخفيض عزوم الانعطاف وزيادة القوى المحورية في عناصر الإطار .

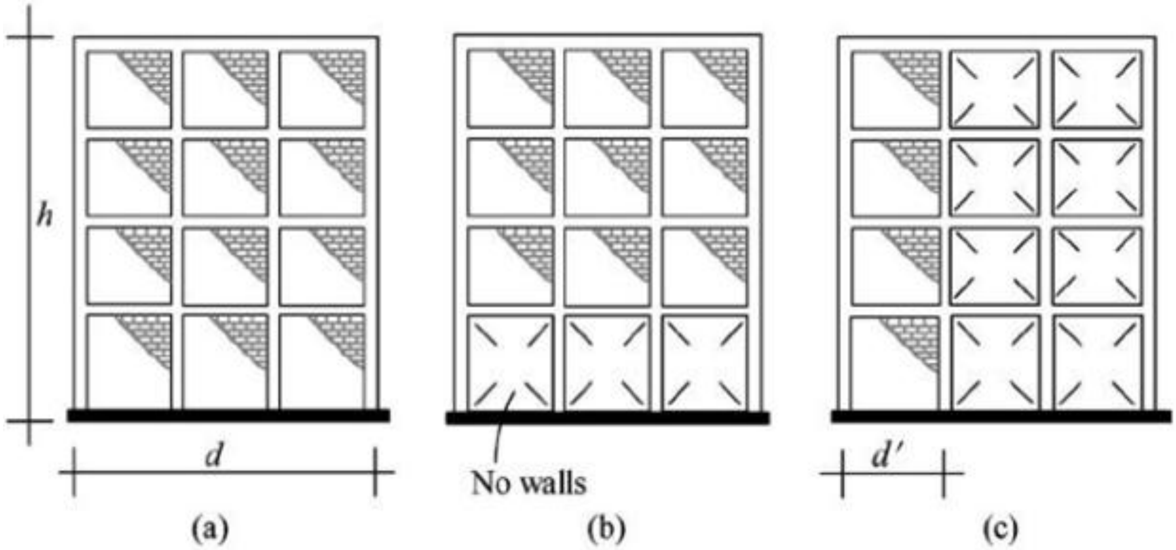


الشكل (1-1):تغير آلية نقل الحمولة الجانبية بسبب جدران الملء [25].

هناك دليل قوي على أن وجود جدران الملء الحاملة يحسن المقاومة الجانبية لمنشآت الأبنية الإطارية تحت أحمال الزلزال القوية وتُستَعملُ بنجاح في بَعْض البلدانِ لتَقْوِية الإطارات المقاومة للعزوم القائمة حالياً. على أية حال، هناك فكرة شائعة خاطئة بأن وجود جدران الملء في البيتون المسلح يُمْكِنُ أَنْ يُحسّنُ فقط الأداء على التحميل الجانبي وأنها مفيدَة لمقاومةِ زلزالَ في المنشأ. إلا أنه هناك حالات عديدة مِنْ الضررِ الزلزاليِ بسبب تعديلِ متغيرات الاستجابة الديناميكية للإطارِ الهيكلي الأساسي بسبب بما يسمّى الملء الحامل غير الإنشائي.

وعادة ما يتم التوزيع غير المنتظم لجدران الملء والفتحات. وفي أغلب الأحيان يعاد ترتيب عناصر الملء لتناسب الحاجات الوظيفية المتغيرة، وتنفّذَ التغييرات بدون اعتبار تأثيراتِهم المضادّة على السلوكِ الإنشائي العامِّ لأن جدران

الملء تَعتبرُ عموماً عناصرَ غيرَ إنشائية في الأبنية [26]. يمكن أن توزع جدران الملء الحاملة في الإطاراتِ RC بعِدّة أنماط ، يوضح الشكلِ (1−2) مثال لذلك .



الشكل (1- 2):الحالات المختلفة لوجود جدران الملء ضمن الإطارات [26].

إن إضافة جدران الملء الحاملة إلى الإطارات المقاومة للعزوم تزيد الصلابة الجانبية للمنشأ، وبالتالي يتغير الدور الطبيعي لطيف الاستجابة الزلزالية وكذلك القص الطابقي، وتنجْذبُ قوى الزلزالِ إلى أجزاءِ من المنشأ غير مُصَمَّمةَ لمُقَاوَمَتها. بالإضافة لذلك، إذا ماُ صممّمُ المنشأ ليتصرف كإطار مقاوم للعزوم بإهمال مساهمةَ جدران الملء، فإن تأثير صلابة جدران الملء قد يزيد من قص العمودَ وينتج عن ذلك تطور مفاصل لدنة في أعلى الأعمدة التي تتصل بزوايا الجدران.

كما نَاقش الباحث El-Dakhakhni [27] فإن إهمال تأثيرَ الملء في صلابة ومقاومة الإطار لا يعد دوماً طريقة محافظة، حيث أن الأبنية الصلبة عادة ما تجدب الأحمال الزلزالية العالية. فإذا كان الجدار مجهداً جداً، وبالتالي ينهار جزئياً أو كلياً. و يُتحوّلُ الإطار فجأة إلى إطار أكثر مرونة بعد ما يتضرر الملء جزئياً أَو كلياً. ونظرا للصعوبة و للتعقيد، يهمل تأثير جدران الملء الحاملة في أغلب الأحيان في التحليل اللاخطّي للمباني، حتى في النموذج التحليلي البسيط. وتُؤدّي مثل هذه الفرضيةِ إلى خطأِ كبيرِ في تَوَقُّع الصلابة الجانبية، المقاومة ، والمطاوعة للمنشأ. و سَيُؤدّي هذا أيضاً لتصميمُ غير اقتصادي للإطارِ.

نفذ الباحث Fardis [28] دراسة تبنتها المفوضية الأوروبي في تصميم المنشآت الإطارية البيتونية المليئة . وخلصت الدراسة إلى أن جدران الملء الموزع بشكل منتظم ذو تأثير عام مفيد وكذلك لها أثر رئيسي مفيد في تبديد الطاقة. لكن التأثير الضار الوحيد لتوزع جدران الملء بشكل منتظم في المنشآت هو الميل لتركيز الإزاحة في الطابق السفلي وفي المنشآت التي يكون فيها الطابق السفلي مفتوحا فإن تركيز الإزاحة والضرر الإنشائي للأعمدة يصبح مهماً جداً.

أجرى الباحثان Murty and Jain [25] اختبارات تجريبية لدراسة تأثير جدران الملء على الأداء الزلزالي للأبنية الإطارية البيتونية المسلحة RC. وقد وجدت الدراسة أن تأثير جدران الملء الحاملة يكون مفيدا حيث وجودها يزيد من مقاومة وصلابة وتبدد الطاقة للمبنى. من ناحية أخرى، فإنها تنقص وبصورة كبيرة التشوه على عناصر

الإطار RC. لذلك فإن أداء هذه المباني يكون جيدا في الزلازل المعتدلة. بينما تبقى الآثار الضارة مثل تأثير العمود القصير وتأثير الطابق اللين والفتل مبعث قلق.

ومن التجارب السابقة في الزلازل يمكن ملاحظة أن التغيرات المفاجئة للصلابة على طول ارتفاع المبنى بسبب التوزيع غير المنتظم لجدران الملء الحاملة على ارتفاع واجهة المبنى يمكن أن يكون غير مناسب و يؤثر أحيانا بشكل سيء جداً (وبشكل كارثي) على الأداء الزلزالي. إن التعقيد في التنبؤ للأداء الزلزالي للإطارات المملوءة بجدران حاملة موزعة بشكل غير منتظم يعكس أهمية نمذجة وتحليل مساهمتها الإنشائية.

إن فهم وتقييم الأداء الزلزالي للإطارات المملوءة بجدران حاملة يطرح مشكلة صعبة على المهندس الإنشائي. ومن الضروري أن يتم تبني أدوات تحليلية لتَقييم التفاعل المعقّد بين الملء- إطار وآليات الانهيار الناتجة بالاعتماد على المبادئ الأساسية للميكانيك والمحاكمة الهندسية الصحيحة.

1-3- أنماط الانهيار لجدران الملء الحاملة في الإطارات RC:

(Failure Modes of Masonry Infilled RC Frames)

تعتمد آلية التفاعلَ بين جدار الملء والإطارِ الهيكليِ المحيطِ على منطقةِ الاتصال بين هذه المكوّنين. حيث، يَعتمدُ مدى الفعل المركّبِ على مستوى الحملِ الجانبيِ و مدى الربط في مناطق التماس، والخصائصِ الهندسية وخصائص الصلابة للمكونين. بالإضافة لذلك ، فإن نمطَ انهيار جدار الملء يعتمد على الخصائص الهندسية وخصائص المواد المستخدمة.

و بالاعتماد على المعلومات مِنْ الدِراسات التحليلية والتجريبية أثناء العقود الخمسة الأخيرة ، فقد تم تصنيف أنماط الانهيار المختلفةِ للإطاراتِ المملوءة إلى خمسة أنماط مُتميّزةِ وهي تهشم الزاوية، الضغط القطري، الانزلاق بالقص، التشقق القطري، وانهيار الإطار[27].

1- نمط الانهيار الناتج عن تهشم الزوايا (Corner crushing mode (*CC mode*)):

في هذا النمط يتم الانهيار عند إحدى زاويتي التحميل على الأقل كما هو موضح بالشكل (1-3-a). وهو نمط شائع جدا في البلوك الضعيف، والمحاط بإطارات ذات عقد ضعيفة، وعناصر إطارية قوية.

2- نمط الانهيارالناتج عن الانزلاق بالقص (Sliding shear mode (*SS mode*)):

يوافق هذا النمط انهيار الجدران بالانزلاق الأفقي وفق نقاط الاتصال لسوقات البلوك مع المونة الإسمنتية كما هو موضح بالشكل(1-3-c) والشكل (1-4b). ويحصل هذا النمط عندما تكون المونة ضعيفة والإطار قوي بعناصره وعند عقده أيضاً.

3- نمط الانهيار بالتشقق القطري(Diagonal cracking mode (*DK mode*)):

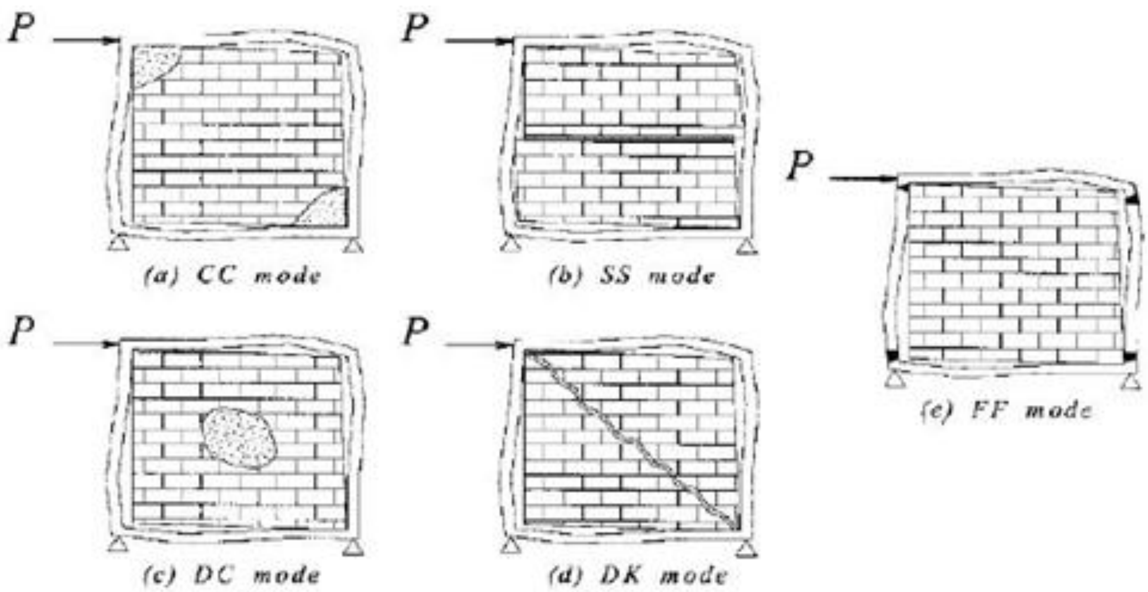
يتم الانهيار بتشكل تشققات قطرية بين الزاويتين المحملتين كما هو موضح بالشكل(1-3-d). وعادة ما يحصل عندما يكون البلوك قوي و المونة قوية أيضا، وتكون الإطارات ذات عناصر قوية وعقد اتصال إطارية ضعيفة. تم أجراء تحقيقات تجريبية ([29]، [30] ، [31]) واستنتجت بأنّ جدران الملء تتصرف كدعامةِ ضغطِ قطريّةِ مكافئةِ ضمن الإطارِ، كما هو مشروح بالشكل (1-4a) الذي يُحوّلُ النظامَ الهيكليَ إلى نوع من نظام شبكي.

<u>4- نمط انهيار الإطار : ((Frame failure mode (*FF mode*)):</u>

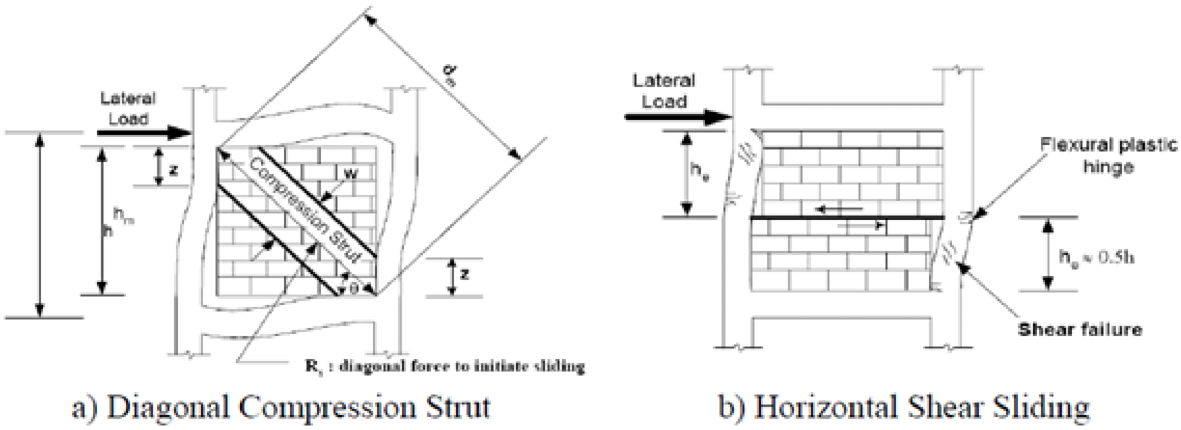
يتم الانهيار بتشكل المفاصل اللدنة في العمود أو في منطقة اتصال العمود بالجائز كما هو موضح بالشكل(1-3 e) ويحصل في الإطارات الضعيفة بعناصرها وعقدها، مع جدار بلوك قوي بمكوناته وهما المونة و البلوك.

<u>5- نمط الانهيار بالضغط القطري : ((Diagonal compression mode (*DC mode*)):</u>

يُرتَبطُ هذا النمط بانسَحْاق جدار الملء ضمن منطقتِه المركزيةِ. يترافق هذا النمطِ أيضاً مع الملء النحيف نسبياً حيث يَنْتجُ الانهيار عدمَ استقرار انحناء الملء خارج المستوي بسبب الأحمالِ المستويةِ كما هو موضح بالشكل (1-3 b).



الشكل (1- 3): أنماط الانهيار المختلفة لجدران في الإطارات المليئة [27] .



الشكل (1- 4): أنماط الانهيار المختلفة لجدران في الإطارات المليئة [27].

1-4- السلوك الزلزالي للإطارات RC المملوءة بجدران حاملة :
(Seismic Behavior of RC Frames with Masonry Infill)

إن هنالك عددِ كبيرِ من الدِراساتِ التجريبيةِ أجريت على هذا الموضوعِ وذلك بسبب الطبيعة المعقّدة للتفاعلِ بين الإطاراتِ البيتونية و جدران الملء. ونتيجة لهذه الدراسات اقترح بأنه يمكن نمذجة عمل البلوك بدقّة باستعمال " دعامات مكافئة ". لكن النتيجة الأكثر أهمية أن جميع الدراسات تفيد بأن عمل جدران الملء يكون ذو تأثير مفيد على الأداءِ الزلزاليِ العامِّ للمنشأ إذا ما ربط بشكل صحيح إلى بقيّة الهيكل. لكن يستثنى من هذا حالة الجدران المليئة بارتفاعات جزئيةِ التي في أغلب الأحيان تنتج أعمدةَ تنهار بقوى القصِّ غيرِ المرنةِ بدلاً مِنْ الاستجابة المرنة (أسلوب العزم الحاكم) . في مثل هذه الحالاتِ ، يجب ترك فراغ كافي بين جدار الملء ووجهِ العمودَ لمَنْع التفاعلِ أَو يجب أنْ توضع مفاصل العمود لمَنْع انهيار القصِّ السابق لأوانه .

وفي مايلي شرح مختصر لهذه الأبحاث:

1- لخّص الباحثانZarnic and Tomazevic [32] نَتائِجَ تحقيقاتهم التجريبية والتحليلية للسلوكِ الزلزاليِ لإطارات RC المليئة. ووُجِدَا أن جدار الملء يبَدأ بالتَصَدُّع تقريباً عن إزاحة جانبية نسبية تعادل 0.2% ويبدي النظامُ سلوكًا مرضيا عند الإزاحة 2% . كما تبين أن تسليح جدار الملء بنسب صغيرة له تأثير قليل. ومن ثم أجروا اختبارات تجريبية على طرق إعادة التأهيل الزلزالي للإطاراتِ البيتونية المسلحة RC المليئة [33]. وتم اختيار طريقة الإصلاح بحقن شقوقِ عناصر الإطار البيتوني وجدار الملء الحامل بالايبوكس و تَقْوِية جدار الملء بغطاء بيتوني مسلح.

2- أجرى الباحثان Valiasis and Stylianidis [34] اختبارات على إطار بيتوني بجدران ملء حاملة URM. حيث أن جدار الملء لَمْ تتصَلْ مع الإطارِ المحيطِ، كما هو الحال عادةً في الأبنية الموجودة . زادَ جدار الملء المقاومة بـ 50% ؛ على أية حال، هذه القوّةِ الإضافيةِ اختفت في الإزاحات الجانبيةِ الصغيرةِ نِسْبياً. وبينما أجرى الباحث Carydis [35] اختبارات لإطار فولاذي بجدار ملء من الآجر على طاولة الاهتزاز وملئت الفجوةَ بين جدار الآجر والإطار بجُصّ غير قابل للتقلّص. واستنتج أن ملء هذه الفجوة هو المسئول بشكل كبير عن سلوكِ الإطارَ الجيدَ بالرغم من أن نَتائِجِ الاختبار سجلت فقط لإزاحات أعلى من 0.14% .

3- أجرى الباحثان Pires and Carvalho [36] اختبارات تجريبيةَ لسبعة نماذج من الإطارات البيتونية بمِقياس 2/3 مؤلفة من طابق واحد وفتحة واحدة. ستّة منها هي إطاراتِ مملوءة بجدران من البلوك. وإطار واحد بدون جدران. حيث أنه تم بناء ثلاثة من الإطارات المملوءة بجدران كالتالي بني الإطار البيتوني بعد بناء جدران الملء من البلوك وفي الثلاثة الآخرين بني بلوك الملء بعد بناء الإطار. وعرضت الإطارات لتحميل دوري ستاتيكي أفقي. أثناء الاختبارات، لوحظت خسارة في الصلابة بسبب تشقق جدران الملء عند إزاحة تقريباً 0.1% حيث سُجّلتْ المقاومة العظمى. ونَقصتْ المقاومة تقريباً بشكل خطيّ مِنْ تلك النقطة بحوالي 50% من المقاومة العظمى عند إزاحة 1%.

4- ذَكرَ الباحث Manos [37] في نَتائِجِ تحقيقاته التجريبيةِ والتحليليةِ للسلوكُ الزلزاليُ للإطارات RC المملوءة بجدران حاملة. أن الإطاراتُ البيتونية المسلحة RC بدون جدران وصلت لمقاومتها العظمى عند إزاحات 1% . بينما وصلت الإطارات المليئة لمقاومتها العظمى عند إزاحة **0.3%**. بالاستناد على هذا العملِ، أستنتج أن

العناصر الجدارية 3D Panel يُمْكِنُ أَنْ تُستَعملُ لنمذجة تأثيراتِ جدران الملء لكن خصائص المواد الواقعيةِ مطلوبة لكي نحْصلَ على نمذجة دقيقة.

5- أجرى الباحثان Liauw and Kwan [38] أيضاً دراسةِ تجريبيةِ للسلوكِ الزلزاليِ لإطار بيتوني مليء بمقِياسِ1/3 (بفتحة واحدة وأربعة طوابق) وأظهرت الدراسة قدرة جدران الملء على زيَادَة مقاومة الإطاراتِ البيتونية. حيث تم اختبرا نموذجان. في النموذج الأول، ملء الإطار بجدران قص بيتونية مسلحة. و في النموذجِ الثاني استعمل البلوك الحجري لجدران الملء بدون أي وصّلات إلى الإطارِ المحيطِ. كلا المنشأين له نفس المقاومة الستاتيكية. وقد ظهرت زيادة المقاومة بشكل واضح ومثير في اختبار أجره الباحثان Negro and Verzeletti [39] على إطار بيتوني المسلح RC ذو أربعة طوابق بمقياس كامل. جرب الإطار أولاً بدون جدران مع تسارع اسمي أكبر بـ 50% مِنْ ذلك المستعمل للتصميم. واستجاب المنشأ لآلية جائز ضعيف عمود قوي. كَانتْ قوة قصِّ القاعدي العظمى $140Kn$ والإزاحة العظمى حوالي 2%. ومن ثم أختبر الإطار بعد ملء كل الفتحات بالبلوك المجوف غير المسلح. واستعملت نفس تواريخ التحميل في كل الاختبارات ولوحظ أن الإطار المليء أقوى بـ 50% من الإطار بدون جدران وأن طابق الملء الأرضي تضرر جداً عند اختبار زلزال مقداره 1.50مرة من الزلزالِ المصمم . وكانت قوة القص القاعدية العظمى $2000kN$ والإزاحة العظمى 1.1%.

6- أجرى الباحثون Mehrabi, Shing, Schuller, and Noland [40] دراسة تجريبية على 12 إطار RC بفتحة واحدة وطابق واحد. وأشارت النَتائِجُ التجريبية بأنّ جدران الملء يُمْكِنُ أَنْ تحَسّنْ الاستجابة الزلزالية. حيث أن نماذج الإطارات القويةِ وجدران الملء قوية أظهرت سلوك أفضل. وكان أداء النموذجُ الأقل مطاوعة مرضيا حتى إزاحة 2%. حيث وصل الإطار بدون جدران لـ V_{max} عند إزاحة 3.1% وبقي محتفظا بـ $0.8\ V_{max}$ عند إزاحة 6.8%. بينما وَصلتْ الإطاراتُ المملوءة لـ V_{max} عند إزاحة 0.5% وبقيت محتفظة بـ $0.8\ V_{max}$ عند إزاحة 1.5 .

7- أجرى الباحثون Mosalam, White and Ayala [41] اختبارا ديناميكيا غير حقيقي لدِراسَة إطار فولاذي مملوء بجدران من البلوك البيتوني غير المسلح مؤلفا من طابقين وفتحتين ومصمم على حمولة الثقالة. وأظهرت الدراسة بأنّه يُمكننا إجراء النمذجة التحليلية بنجاح باستعمال الدعامات المكافئة لنمذجة الفجوة الناجمة عن عدم وصول جدار الملء للإطارِ.

8- أجرى الباحثون Schneider, Zagers, and Abrams [42] تجاربَ لتَحرّي السلوك الزلزالي في المستوي للإطارات الفولاذية المملوءة بجدران من البلوك URM بفتحات نوافذ كبيرة. وحصل على النتائج التالية :

(1) بدأ انخفاض المقاومة والصلابة لجدار الملء بشكل مستقلّ عن عرض الركيزة وسماكة الجدار.

(2) تتراوح قوّة القصِّ النهائية للملء بين 0.82 و 1.08 MPa عند إزاحات ما بين 0.75% و 1.5%.

(3) انخفاض الصلابة لكُلّ جدران الملء كان متماثلَ تقريباً. حيث خسر كل جدار أكثر من 70% من صلابته الفعالة عند إزاحة قدرها 2% .

9- أجرى الباحث Govindan [43] اختبارات على إطار بيتوني مملوء بجدران بلوك ومؤلف من سبعة طوابق لدِراسة المقاومة والمطاوعة وخصائص امتصاص الطاقة للإطار المملوء بالمقارنة مع نفس الإطار بدون جدران ملء. وقد لوحظ بأن مقاومة الإطار المليء يعادل ضعف مقاومة الإطار بدون جدران وبأنّه وصل إلى المقاومة

العظمى عند إزاحة جانبية 3.7% بينما وصل الإطارُ بدون جدران إلى المقاومة العظمى عند إزاحة جانبية 1% .

10- طور الباحث Valiasis [44] نموذجاً تراجعياً لتحليل جدران الملء URM الضعيف للإطارات RC حيث أنه لا يوجد ارتباط تام بين جدران الملء وعناصر الإطار المحيطِ. حيث عرفت فيه العلاقة ما بين إجهادات القص المتوسطة في الجدار والتشوه الزاوي. ومثل المغلف بمنحنين خطيين صاعدين ومنحني آسي هابط. ودمجت القواعد التراجعية لتأثيرات الصلابة باستخدام الفروع الخطية لتقريب منحنيات التفريغ – إعادة التحميل. واعتمد هذا النموذج على البيانات التجريبية التي تم الحصول عليها من اختبارات إطارات بدون جدران وإطارات مليئة بجدران. وقد أشار الباحث إلى أن هذا النموذج يتضمن تأثير التفاعل ما بين جدار الملء و الإطار ويعتمد بقوة على الخصائص الهندسية والميكانيكية لكلاً من الإطار المحيط وجدار الملء. قورنت النَتائِج التحليلية بالنَتائِج التجريبيةِ السابقة ووصلت جدران الملء لمقاومته القصوى والتشقق عند إزاحة ما بين0.2% و 0.3% .

11- طوّر الباحث Zarnic [45] نموذجاً رياضياً، مستنداً على نتائِج تجارب لـ 34 نموذج من الإطارات المملوءة المؤلفة من طابق واحد وفتحة واحدة، الذي يناسبُ التحليل الديناميكي للمنشات الإطارية المملوءة. وتم تحديد صِيَغ لصلابة العناصر الحاملة تصل لمقاومتها القصوى عند إزاحة 0.3% وتحفظ بمستوى هذه المقاومة حتى إزاحة 2% عند النقطة التي تَعود فيها المقاومة إلى صفر.

12- طوّرَ الباحث Michailidis [46] نموذجَا تحليليا للإطارات البيتونية المسلحة RC المملوءة بجدران حاملة والمعرضة للأحمال الزلزالية. حيث أن النموذجَ قادر على تَمْثيل المقاومة وانخفاض الصلابة والانزلاق.

13- لخص الباحثان Zarnic and Gostic [47] منافع استعمال جدران الملء الحاملة لتحسين السلوك الزلزالي للأبنية الإطارية. ولاحظا أن الاستعمال الخاطئ لهذه الجدران يُمْكِنُ أَنْ يُلحقَ أضرارًا غير متوقّعةَ في الحقيقة. وطورا نموذج " دعامة مكافئة " بالاستناد على اختبار تجريبيِ شاملِ. في هذا النموذجِ، وصل الإطار للمقاومة النهائية عند الإزاحة 1% وللمقاومة القصوى لجدار الملء عند الإزاحة 0.2%. حيث أجريتْ الاختبارات في مختبر ELSA وأظهرت وسيلةَ اختبار رد فعل الجدار أنّ مقاومة جدار الملء انخفَضتْ إلى 60% من حدها الأقصى عند إزاحة تساوي تقريباً 1% .

14- أجرى الباحث Kappos [48] تحليلات لمُقَارَنةُ الأبنية الإطارية البيتونية المسلحة RC بجدران ملء من البلوك URM حيث استعمل أولاً عناصر الدعامةِ القطريّةِ وبعد ذلك عناصر صفائح قصية لتَمْثيل تأثيرات جدران الملء. أعطت كلتا التقنيات نَتائِج مماثلة تقريباً و متّفقة بشكل جيّد جداً مع نَتائِج التجاربِ المجرى سابقاً من قبل الباحثان Valiasis & Stylianiais [49] في اليونان. في تلك التجاربِ، لوحظَ أن انهيار جدران الملء حصل عند إزاحة بحدود 0.3% لكن بدون أيّ خسارة هامّة في المقاومة حتى إزاحة بحدود 3% حيث إن المقاومة كانت حوالي حول 80% من المقاومة الأعظمية. أشارتْ النَتائِجُ التحليلية إلى فائدة الملء بشكل واضح على السلوكِ الزلزاليِ للمبنى.

الجدول (1-1):ملخص لنتائج التجارب للإطارات المليئة .

Reference	δcr(%)	δmax(%)			Other Notes
	URM	URM	Frame+ Infill	Bare Frame	
Mosalam [41]	0.3	<0.8			
Negro & Verzeletti [39]	<0.3		1.1	2.4	$V_{max} = 0.4W$ للإطار بدون جدران $V_{max} = 0.62W$ للإطار مع جدران
Schneider [42]	0.1	1			عند إزاحة 0.2% $k<0.3k_i$
Kappos [48]	0.07	0.2-0.4	0.4	0.7	$\tau_u \approx 0.35$ *Mpa*
Valiasis & Stylianidis [34]			0.3		عند إزاحة 0.3% $V = 0.4V_{max}$
Zarnic[45]	0.1	0.3	0.6	2	
Manos[37]	0.15		0.3	1	$\tau_u \approx 0.35$*Mpa* $V=0.8V_{max}$ عند إزاحة 0.3% للإطار مع جدران
Michailidis [46]	0.1	0.25-0.35			$\tau_{cr} \approx 0.25$*Mpa* ,$\tau_u \approx 0.25$*Mpa*
Pires & Carvalho [36]			0.5		$\tau_u \approx 0.25$- 0.51 *Mpa*
Zarnic & Tomazevic [32]	0.2		1	3	
Zarnic & Gostic[47]		0.2	1	>1	
Valiasis & Stylianidis [49]			0.6	1	$\tau_u \approx 0.25$- 0.3 *Mpa*
Mehrabi [40]	0.3		0.6	3.1	$\tau_u \approx 0.5$ *Mpa* , $V=0.8V_{max}$ للإطار مع جدران للإطار بدون 6.8%, إزاحة عند0.3% جدران
Shing [40]					$\tau_u \approx 0.34$ *Mpa*
Carydis [35]					تصرف المنشأ بشكل جيد حتى 0.14% إزاحة
Govindan [43]			3	1.5	
Zarnic [45]			0.3		$V = 0.4V_{max}$ for 0.3%< δ< 2%

δ_{cr} : الإزاحة الطابقية الجانبية التي يتشقق جدار الملء URM عنده .

δ_{max} : الإزاحة الطابقية الجانبية عندما يوصل للقوة الأعظمية V_{max} جدار الملء URM والإطار المليء و الإطار بدون جدران على التوالي .

W : وزن المنشأ .

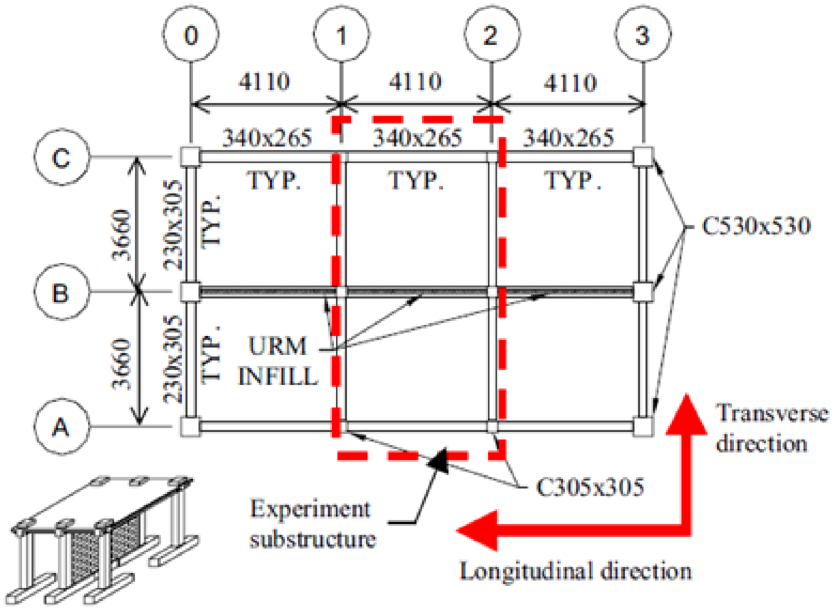
k : الصلابة الجانبية في المستوي للملء URM. k_i : الصلابة الأولية .

τ_u: مقاومة القص الأعظمية لجدار الملء URM . τ_{cr}: مقاومة التشقق لجدار الملء URM.

1-5- أبحاث الاختبارات الديناميكية غير الحقيقية للإطارات البيتونية المسلحة غير المطاوعة بجدران ملء حاملة :

(Pseudo Dynamic Testing of Non Ductile Reinforced Concrete Frames with Masonry Infill Walls)

1- أجرى الباحثان Hashemi and Mosalam [50] دراسة شاملة لتَقييم الأداءِ الزلزاليِ للأبنية الإطارية البيتونية المسلحة RC بجدران ملء حاملة URM. بني المنشأ في المختبر بمقياس مصغر، و طابقٍ واحد كما هو موضح بالشكل رقمِ (1-6 a) ، وأخضعَ المنشأ لاختبار الطاولة المهتزة لتحاكي سلسلة من الحركاتِ الأرضيةِ. يتألف المنشأ الأساسي من خمسة طوابق بثلاثة فتحات بالاتجاه العرضي و فتحتان بالاتجاه الطولي وجدران ملء حاملة URM موجودة فقط بالإطار RC الوسطي (انظر الشكل (1-5)). بنيت الجدران الحاملة من البلوك الطيني و المونة. في هذه الدراسةِ ، أخضَعُ المنشأ المختبر فقط لحركة أرضية في الاتجاه الطوليِ (الموازي لجدران الملء URM).



الشكل (1-5):المسقط الأفقي للمنشأ(الأبعاد بـmm)[50].



الشكل (1-6): الاختبار الديناميكي للطابق العالي من المنشأ بمقياس مخفض[50].

b)انهيار جدار الملءURM بعد الاختبار الديناميكي. a) الطابق المختبر بمقياس مخفض.

ولوحظ بأن انهيار جدارن الملء الحاملة URM قد حصل بتصدّعُ في الزوايا السفلية بزاوية 45^{o} لكُلّ مِنْ أقطارِ الجدار وتصدع في الزوايا العليا بزاوية 60^{o} . لوحظت إشارات أولية لانسحاق الزوايا في الزوايا العليا، كما

هو مبين في الشكل رقمِ (1−6 b). استنتج الباحثين بأنّ جدران الملء URM لها دور هامّ في مقاومة و مطاوعة منشآت الإطارات البيتونية المسلحةRC حيث أنها تزيد الصلابة العامة ومستوي التخامد .

2−أجرى الباحثان Pinto and Tauser [51] اختبارات ديناميكيةَ غير حقيقية على إطار مملوء مستوي بمقياس كامل وبأربعة طوابق وثلاث فتحات مصمّمَ وفق دراسة للمنشات البيتونية المسلحة على حمولات الشاقولية فقط. كما أن التسليح الطولي للأعمدةِ يتضمن وصلاتُ عند أسفل الطابقِ الأولِ والثالثِ. حيث تم اختبار نموذجين إطار بدون جدران وإطار مملوء بجدران. أُخضعتْ هذه النماذجِ لهزة . أصلح كلا الإطارين وجُدّدتْ أجزاءه لاحقاً لاختبار كفاءةِ حَلِّ التَقْوِية .

لوحظ في الإطار غير المملوء بجدران غير المطاوع تطور شقوق القص السابقة لأوانها يَتصدّعانِ في منطقة الوصلات في الأعمدة. كما لوحظ ضرر هامَّ في الإطار المملوء في مستوى الطابقِ الأرضيِ، ولوحظ بعْض الضررِ البسيطِ في عقد جائز – عمود لعِدّة أعمدة .

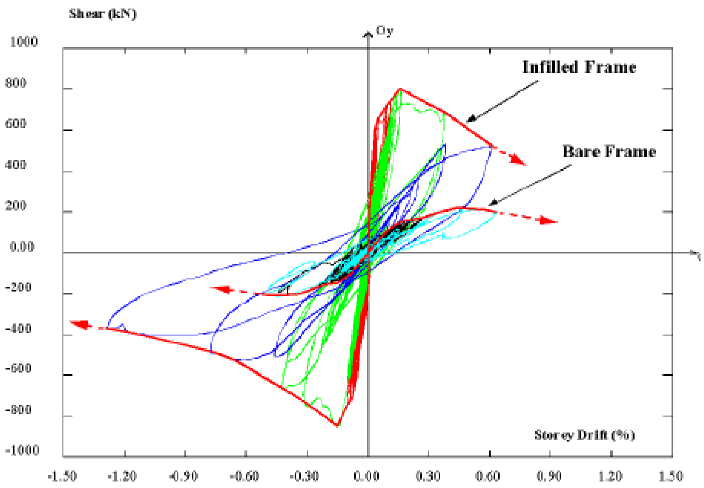
3− قام مركز JRC (joint research center) للأبحاث في جامعة PAVIV وجامعة ROME في إيطاليا [52] بإجراء بحث من أجل التقييم الزلزالي للمنشآت الإطارية الحاوية على جدران من البلوك غير المسلح ودراسة سلوكها حيث تمت مقارنتها مع ذات التجربة بدون استخدام جدران البلوك فيها .

تم الاختبار على نموذجين بمقياس كامل ومؤلفين من أربعة طوابق. الجملة الإنشائية عبارة عن إطارات من البيتون المسلح. أحد هذين النموذجين سيتم اختباره مع وجود جدران البلوك فيه (infilled frame). وذلك في كل فتحة من فتحاته الثلاثة وللطوابق الأربعة، والثاني بدون وجود هذه الجدران (bare frame). يظهر الشكل(1−7) النموذج المختبر بجانب الجدار الارتدادي الذي تم عن طريقه تطبيق الحمولات الأفقية.



الشكل(1−7): النموذج المختبر بعد وضعه بجانب الجدار الارتدادي [52].

ولوحظ أن وجود جدران البلوك ضمن الإطارات أدى إلى زيادة مقاومة الإطار المليء. كما أن قوة القص القاعدية ازدادت من 200KN للإطار بدون جدران إلى 800KN للإطار المليء بجدران البلوك كما هو موضح بالشكل (1−8). ولوحظ أن الإطار بدون جدران وصل إلى مقاومته القصوى عند نسبة انزياح جانبي حوالي 0.5% بينما الإطار المملوء بجدران البلوك وصل إلى مقاومته القصوى عند نسبة انزياح جانبي حوالي 0.1%.



الشكل (1−8): العلاقة بين القوة الأفقية ونسبة الانتقال الطابقي للإطارين المختبرين[52].

1−6− أبحاث الدراسات التحليلية (Analytical Investigations):

أنجزت التحقيقات التحليلية باستعمال طرق مختلفة للنمذجة : نماذج جزئية صغيرة micro-models ونماذج كلية مكافئة macro models . تستند النماذج الكلية على النماذجِ التحليليةِ البسيطةِ مثل الإطارِ المكافئِ والدعامةِ المكافئةِ. بينما تستند النماذج الجزئية على نظرية المرونة ، والتحليل اللدن ومؤخراً على طريقة العناصر المحدودة.

1−6−1− النماذج الجزئية الصغيرة (Micro Models) :

1- قَامَ الباحثان Kwan and Liauw [10] بدراسة السلوك اللاخطّي لإطار فولاذِي بملء بيتوني تحت حمولة وحيدة الاتجاه باستخدام العناصر المحدودة. حيث تمت نمذجة عناصر الإطار وجدار الملء والسطح الفاصل ما بينهم. أظهرت النَتائِجَ التحليليةَ بأنّ تركيز الإجهاد المرن يَحْدثُ في كل من الزوايا الأربع. بينما تُتكاثرُ الشقوق، وتنخفض الإجهادات في الزوايا المشدودة، وتزداد قرب الزوايا المضغوطة. ومن ثم تتلدن الزوايا في الضغطِ، وتزداد عزوم الانعطاف للإطارَ بشكل ملحوظ ، مشكلة مفصلا لدنا وأخيراً ينهار المنشأ.

2- اقترح الباحث Achyutha [53]. طريقة عناصر محدودةِ لتحليل الإطاراتِ المليئة الحاوية على فتحات، بحالة وجود أو عدم وجود تقوية حول الفتحات. وتأْخذُ الطريقةُ بالحسبان الانفصال و الانزلاق والضياع الاحتكاكي في أماكن الاتصال بين جدار الملء والإطارِ. نمذجت عناصر الإطار المحيطة بعناصر جائزية و بثلاثة درجات حرية في كُلّ عقدة. و نمذج جدار الملء بعناصر جدراية (مستوية) مستطيلة بأربعة عقد ثنائية البعد لها درجتين حرية في كُلّ عقدة. أما السطح الفاصل ما بين الإطارِ وجدار الملء فقد نمذجت بعناصر جائزية قصيرةِ صلبة بثلاثة درجاتِ حريةِ في كُلّ عقدة. وقد بَيّنتْ النَتائِجُ التحليلية بأنّهَ في حالة مساحة لفتحات النافذة أكبر مِنْ 50% من جدار الملء فإن الصلابة الجانبية لجدران الملء بالفتحات يُمْكِنُ أَنْ تهمل بالمقارنة إلى تلك في الإطاراتِ المملوءة.

3- قدم الباحثان May and Naji [54] برنامج عناصر محدودة لاخطّيِ لمحاكاة سلوك الإطارات الفولاذية المملوءة بجدران بيتونية أخضعتْ لتحميل دوري. وقد نمذج الإطار المَمْلُوء باستعمال عناصرِ جدارية مستوية، وعناصر إطار وعناصر اتصال. دقق البرنامج بمقارنة النتائج التحليلية للإطار مع النَتائِجَ التجريبية لاختبارات

لنفس الإطار أجريت من قبل الباحثين Liauw and Kwan [55] والباحثين May and Ma [56] وقد مثّلت النَتائِجَ التحليليةَ الأنماطَ المختلفةَ للسلوكِ الملحوظة بشكل تجريبي. أظهرت النَتائِج التحليلية توافقا جيدا مع نتائج الاختبار في الدورةِ الأولى للتحميل عندما أُخضعَ الإطار المَمْلُوء إلى التحميل الدوري. أما للدورات الأخرى، فقد لحظت حلقات تراجعية بالبرنامجِ كَانتْ أضيق مِنْ تلك التي في الاختبارات.

4- حقق الباحثان Mehrabi and Shing [57] في مقاومةَ الإطارات البيتونية المسلحة R/C المليئة بجدران حاملة للحمولة الجانبيةِ باستعمال نماذجَ العناصر المحدودة. وقد نمذج سلوك الضغطَ و الشد للإطارِ البيتوني و الوحدات الحجرية بعنصرِ الشَقِّ (smeared crack element) ، بينما نمذجت وصلات المونة، والانفصال بين وصلةِ جدار – إطارَ، وشقوق القصَّ في الأعمدةِ البيتونية باستعمال عناصر الاتصال (interface elements). دققت النماذج بمقارنتها بنتائج الاختبارات التجريبية المجرى من قبل Mehrabi [58] على إطارات بيتونية مسلحة R/C مملوءة و مؤلفة من طابق واحد وفتحة واحدة ومبنية بمقياس نصف. وأظهرت النَتائِجُ التحليليةُ ارتباط مقبولُ بالنَتائِجِ التجريبية، وهكذا يَسْمَحُ باستعمال النماذج التحليلية لتَقييم تأثيرِ متغيرات التصميم المختلفة على أداءِ الإطارات المملوءة .

5- قدم الباحثان Ghosh and Amde [59] نموذج عناصر محدودة جديد للإطاراتِ المملوءة ، تمت فيه محاكاة الوصلة بين الإطار وجدار الملء ووصلات المونة التي تُحيطُ ببلوكات البناء الحجري. قورن نموذج العنصرِ المحدود مَع نَتائِجِ الاختبارات التجريبية التي نفّذتْ مِن قِبل باحثين آخرين. وأظهرت النتائج من نموذج العناصر المحدودة بأنّ النماذجَ العدديةَ كَانتْ قادرة على تزويدنا بمعلومات تفصيلية عن نمطِ الانهيار، والمطاوعة ، والتشقق .

1-6-2- النماذج الكلية المكافئة (Macro Models) :

1 - طوّرَ الباحث Stafford Smith [60] مفهومَ الدعامةِ المكافئة لتَوَقُّع الصلابة الجانبية للإطاراتِ المملوءة المتعددة الطوابقِ. و قد طور مفهوم الدعامةِ المكافئة باعتبار أن عناصر الإطار متصلة مع بعضها البعض بشكل صلب وجدران الملء مصنوعة من مادّة متجانسة ومتماثلة الصفات. حيث يعتمد مفهومِ الدعامةِ المكافئة على نمذجة المنشأ كإطار مدعم تَستبدلُ جدران الملء بدعامةِ قطريّةِ مكافئة متصلةِ بمفصل. وكنتيجة للتحقيقِ التحليلي، اقترح الباحث علاقة نظرية لتحديد العرض الفعّال للدعامةِ القطريّةِ بالاستناد على الصلابة النسبية لجدار الملء والإطار. كما أستنتج أيضاً بأنّ الحمولة الجانبية التي تسبب انهيار الضغط لجدار الملء تعتمدُ على الصلابة النسبية للأعمدةِ بالنسبة لجدار الملء ، وغير متعلقة بنسبة الطول لعرض جدار الملء ولصلابة الجائز.

2 - قدّمَ الباحث Liauw [61] مفهومَ الإطارِ المكافئ لتحليلِ الإطارات المملوءة بجدران بوجود فتحات أَو بدونها . وقد طُوّرَ هذا المفهومِ بتحويل الإطار المَمْلُوءِ إلى إطارِ مكافئ تمتلك عناصره خصائص المقاطع المركبة للمنشأ الفعلي. وقورنت النَتائِجُ التحليلية التي حصل عليها من مفهومِ الإطارِ المكافئ بالنَتائِجِ التجريبيةِ التي حصل عليها مِنْ تجربةِ نموذجية مرنة . وأظهرت المقارنة بين النتائج التجريبيةِ والتحليلية توافقا جيدا عندما تشكل الفتحات أكثر من 50% من مساحة جدار الملء الكلية. بينما يكون مفهومِ الإطارِ المكافئ بالجانب المحافظ عندما تشكل الفتحات أقل من 50% من مساحة جدار الملء.

3 - استعمل الباحثان Sobaih and Abdin [62] مفهوم الدعامةِ المكافئةِ للتحليلِ الخطيِّ لإطار متعدد الطوابقِ مَمْلُوءِ أخضعَ إلى تأثيرات زلزالية. طُبِّقتْ هذه الطريقة في برنامجِ الحاسوب SAPF (التحليل الزلزالي لإطارِ المستوي). وقد استعمل البرنامج لمحاكاة 13 حالة من الإطاراتِ بدون جدران والإطاراتِ المملوءة بجدران لكي يتم التحري عن تأثيرَ العوامل المختلفةِ مثل وجود واستمرارية جدران الملء، ارتفاع المنشأ، مادّةً جدران الملء ،نسبة طول إلى عرض جدار الملء، وعرض الدعامةِ المكافئةِ. وقد أظهرت النَتائجَ بأنّ جدران الملء تَزِيدُ صلابة المنشأ و الإجهادات على الأعمدةِ ، لكنها تَنْقصُ الإزاحةَ الجانبيةَ للإطارِ.

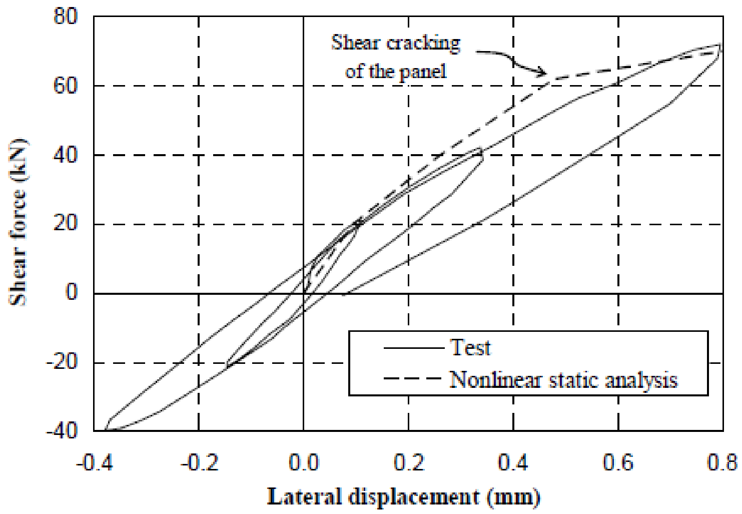
4 - طوّر الباحثان Saneinejad and Hobbs [63] طريقة بالاعتماد على طريقة الدعامةِ القطريّةِ المكافئةِ لتحليلِ وتصميمِ الإطارات الفولاذيةِ بجدران ملء حاملة أو بيتونية خاضعة لقوى مستوية. تَأْخذُ الطريقةُ في الحسبان السلوكُ المرن واللدن للإطاراتِ المملوءة معتبرة المطاوعة المحدودة لموادِ جدار الملء. وبهذه الطريقة أصبح بالإمكان تَوَقُّع المقاومة الجانبية والصلابة للإطاراتِ المملوءة وحمولة التشقق القطرية لجدار الملء. وقد أخذ بالاعتبار في هذا التطوير العوامل الحَاكِمة المُخْتَلِفة مثل نسبة طول لعرضِ جدار الملء، إجهاد القصَّ في وصلةِ الإطارِ– الملء والمقاومة النسبية للجائز والعمود.

5- قام الباحثانReinhorn and Madan [64] بدمج طريقة دعامة مكافئة مَع نموذجَ تراجعي لتَمْثيل جدران الملء الحاملة في التحليلِ اللاخطّيِ للمنشات الإطارية. و يعتمد النموذجَ على طريقة الدعامةِ المكافئةِ القطريّةِ مَع علاقة قوةِ – تشوه تراجعية والتي تَتضمّنُ المقاومة وانخفاض الصلابة بالإضافة إلى الانخفاض النِاتج مِنْ الفتحات وإغلاق الفجواتِ بين الأحجار. وقد طُبِّقَ نموذج الدعامةِ المكافئة في البرنامجِ الحاسوبي IDARC نسخة 4.0. و تسْمحُ هذه الطريقة المُقتَرَحة بتقييمِ الاستجابة اللاخطّيةِ لعلاقة القوة– التشوه للمنشأ تحت التحميل الزلزالي .

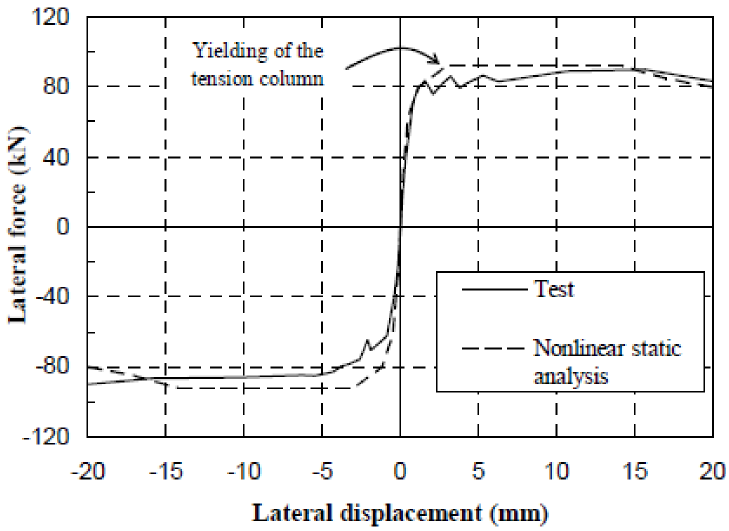
6- اقترح الباحث Crisafulli [24] أطروحة دكتوراه نموذج كلي مكافئ (Macro model) دوري لاخطي متقدما لتمثيل جدران الملء الحاملة وتقيم الاستجابة العامة للمنشأ. وهو عبارة عن عنصر جداري مستوي بأربعة عقد يأخذ بالحسبان وبشكل منفصل سلوك القص والضغط للجدار الحامل باستعمال دعامتين قطريتين ونابض قص في كل اتجاه. وقد طبق النموذج المُقتَرَح على برنامج RUAUMOKO لتمثيل استجابة الإطار المملوء المختبر في جامعةِ Canterbury [24] تحت تحميل جانبي دوري وتحميل عمودي، والذي حَدثَ فيه انهيار قص. حيث كانت خصائص النموذجِ مرتبطة بالسلوك الدوري المحوري لجدار الملء المعتمد مِنْ اختبارات الموادِ. وقد أظهرت المقارنة بين النَتائجَ التجريبيةَ والتحليليةَ في مجال الانتقالات الصغيرةِ (الشكل رقم (1–9)) توافقاً ملحوظاً بشكل واضح في المرحلةِ الأولية. حيث تحدث تشققات القص طبقاً للإجراءِ التحليلي عند القوة kn59.8، وتتوافقُ بشكل جيد جداً مع القيمةِ المقاساة من الاختبار و المساوية إلى kn65 . تم مُقَارَنُة الاستجابة النظرية العامة مع مقاومة المغلف المقاساة أثناء الاختبار في الشكل رقم (1–10)، وتشيرُ إلى أن النموذج المُقتَرَح يُمْكِنُ أَنْ يُقدر المقاومةَ الجانبيةَ للإطار المملوء كما أنه لوحظ انخفاض في المقاومة من أجل الانتقالات الكبيرة. بالإضافة إلى ذلك، فإن آلية الانهيار مُمَثَّلة بشكل صحيح بالنموذج التحليلي، كونه قادر على وصف تشققات القصِّ في الجدار الحامل و التلدن في العمود المشدود في الإطارِ.

إن المقارنات بين البياناتِ التجريبيةِ التي حصل عليها الباحثون الآخرون والنَتائج التحليلية تشير إلى أن الاستجابة الدورية للإطاراتِ المملوءة من الممكن أن تمثل بشكل صحيح بالنموذجِ المُقتَرَحِ. ومن أجل التحديد

للنموذجِ، فإننا تحتاج تعديل المتغيرات عدة مرات، خصوصاً المتغير الذي يُعرّفُ السلوك التراجعي لجدار الملء.



الشكل(1−9): مقارنة مابين النتائج التجريبية و التحليلية في مجال الانتقالات الصغيرة [24].



الشكل(1−10): مقارنة مابين النتائج التجريبية و التحليلية في مجال الانتقالات الصغيرة [24].

7- قدم الباحث Ei-Dakhakhni [27] طريقة بسيطة لتقدير الصلابة وقدرةِ الحمولة الجانبيةِ للإطاراتِ الفولاذيةِ المملوءة بالحجر البيتوني التي تنهار بنمط انسحاق الزوايا. تَضمّنت الطريقة استبدال كُلّ جدار ملء بثلاث دعاماتِ بخصائص علاقة القوة – التشوه مستندة على سلوكٍ متماثل الصفات للجدار الملء الحامل. ولتحديد عزوم الانعطاف وقوى القص في عناصر الإطارَ، توصل دعامةَ قطريّةَ واحدة بين الزاويتين المحمّلتين، وبينما تتوضع الدعامتان الأخيرتان خارج القطر في نقاطِ مجال العزوم الأعظمية في الجوائز والأعمدةِ. أستنتج الباحث بأنّ الدعاماتَ الثلاثة لا تنهار بشكل متزامن، وهي الحالةُ الفعليةِ في جدران الملء، لأن الانسحاق يبدأ في الزوايا ويستمرُّ بالانتشار في منطقةِ الزاويةَ المحملة حتى يُؤدّي إلى انهيار الجدار.

8- اقترَح Perera [65] نموذج انهيار بالاعتماد على الدعامةِ المكافئةِ لتمثيلِ جدران الملء الحاملة الخاضعة إلى أحمال دورية جانبية. حيث نمذج عنصرَ الدعامةَ بشكل نابض غير مرن طولي بسيط مباشرة بين الزاويتين المَضْغُوطتينِ مِنْ الإطارِ. وتمت صياغة هذا النموذج باستعمال مفاهيم ومبادئ آلية الضرر المستمرة وصيغت القوة المحورية مقابل علاقةِ التشوه من مفهوم الإجهادِ الفعّالِ ومبدأ مكافئة التشوه. باستعمال هذه الطريقة، يستخدم

متغيّرَ الضرر القياسي في المعادلاتِ لتَمييز عملياتِ الضررِ. و يعتبرُ متغيّرُ الضررَ النقصانَ المتتالي للعرضِ الفعّالِ لدعامةِ الضغطِ القطريّةِ، بسبب التشقق الحادث في جدار الملء بتأثيراتِ الشد.

9- قام الباحث Smyrou [66] في أطروحة ماجستير بدراسة تحليلية للإطار المملوء (infilled frame) المختبر في مركز JRC (joint research center) [52] للأبحاث. حيث تمت النمذجة في برنامج عناصر محدودة أساسه ليف وهو برنامج SeismoStrut واستخدم التحليل اللاخطي الذي ياخذ بالاعتبار كلا من اللاخطية الهندسية وعدم مرونة المواد. كما استخدم لتمثيل جدران الملء نموذج الدعامة الثنائي اللاخطّي الدوري (النموذج المقترح من قبل الباحث Crisafulli [24]) لكي يَصفَ سلوك جدران الملء الحاملة و لتقييم استجابة الإطار و مقارنتها مع الاختبارات الديناميكية غير الحقيقية للإطار، وشمل النموذج القواعد التراجعية المختلفةِ للتحميل والتفريغ وإعادة التحميل واعتبر أيضاً سلوكَ الشدَّ لجدار الملء، وتأثيرات الاتصال المحليّةِ للمادّةِ المتشققة وتأثيرِ الدورات الداخليةِ الصغيرةِ وأُخِذَ بعين الاعتبار وجود الفتحات أيضاً.

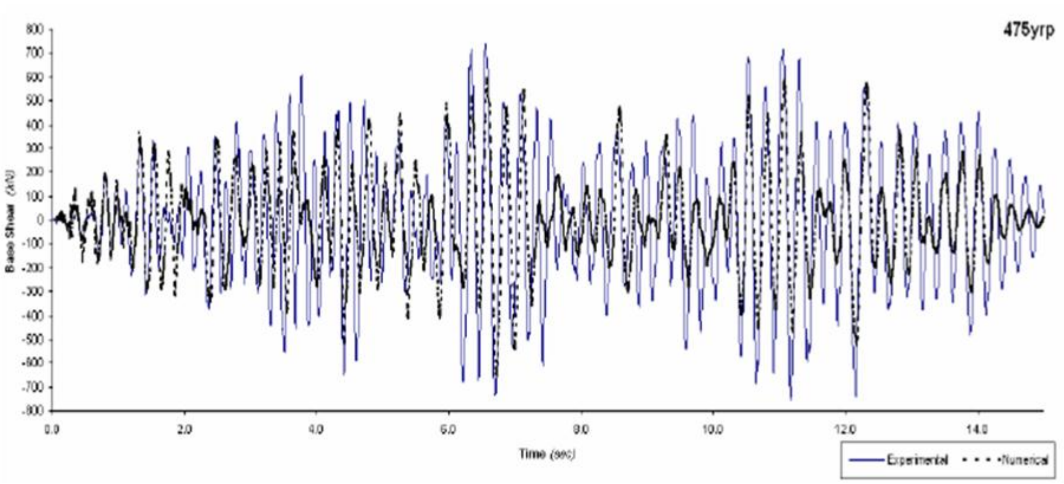
قام الباحث بداية بدراسة تحليلية للإطارات RC البيتونية المسلحة بدون جدران على برنامج SeismoStrut وأظهرت الدراسة توافقا جيدا ما بين قوة القص والدور الطبيعي بالمقارنة مع الدراسة التجريبية. وبذلك ضمن الباحث أن المتغير الوحيد عند دراسة الإطار المملوء هو وجود جدران الملء. بعد هذه الدراسة قام الباحث بدراسة تحليلية للإطار المملوء. و يعرض الجدول التالي قيم الأدوار الطبيعية ومقارنتها مع القيم التجريبية حيث لوحظ توافقا جيدا بين هذه القيم :

الجدول(1−2): مقارنة بين النتائج التجريبية والتحليلية لقيم الدور الطبيعي [66].

Period (sec)	Experimental	Numerical
1st	0.64	0.68
2nd	0.22	0.25
3rd	0.13	0.15
4th	0.09	0.10

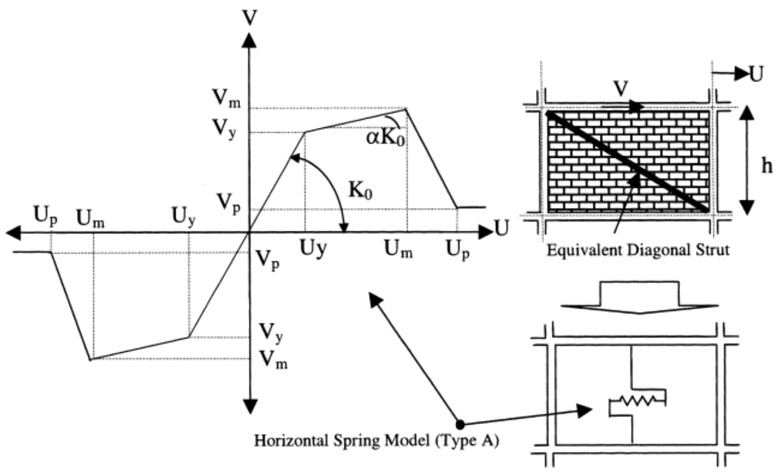
أما بالنسبة لقيم قوى القصّ بتحليل التاريخ الزمني، فإن النَتائِج التحليلية تبدي تقاربا جيدا مع النتائج التجريبية (الشكل (1−11))، وحدثت اختلافات في القيم العظمى لعدد محدود مِنْ الدورات. أما من ناحية القيم المطلقةِ القصوى ، فاستطاع النموذج توقعها بدقّةٍ مقنعةٍ .

كما شرح الباحث الخطوات اللازمة لحسابِ أَو اختيارِ المتغيرات التجريبية والميكانيكية والهندسية لنموذج جدار الملء المُقَدَّم. وخلص الباحث في نهاية البحث إلى أن نَتائِج النموذج المقدم لتمثيل جدران الملء مرضية بالتأكيد. وأن النموذج التحليلي نجحَ في وَصْف استجابة الإطار المَمْلُوءِ المعرض لتسجيلات زلزالية بكثافات مختلفة مماثلة لتلك المطبقة بالاختبارات ، و تَوَقُّع قِيَمِ الذروة للاستجابة. و أخيراً اعتبر الباحث أن دقةُ و موثقية النموذج المقدم لتمثيل جدران الملء الحاملة قد أثبتت .



الشكل (1−11): مقارنة مابين النتائج التحليلية والتجريبية لقوى القص القاعدي للإطار مع جدران [66].

10- قام الباحث علي قرا [67] بجامعة تشرين بإجراء دراسة تحليلية لعدد من المنشآت الإطارية الحاوية على جدران بلوك والخاضعة لتحميل دوري معتمدا بالنمذجة التحليلية لجدران البلوك على نموذج المكافئات القطرية التي لها خصائص جيومترية وخصائص ميكانيكية محددة تتعلق بخصائص الجدار الجيومترية والميكانيكية أيضاً . ونظراً لعدم كفاية المكافئات القطرية لنمذجة جدران البلوك في حالة وجود الفتحات فيها كالنوافذ والأبواب فقد استخدم نظام مكافئ جديد أكثر ملائمة و يمكن استخدامه بشكل تقريبي عوضاً عن نظام المكافئات القطرية في حال وجود الفتحات وعدم وجودها وهو نظام نوابض القص كما في الشكل(1−12).



الشكل(1−12): المكافئ القطري ونابض القص والسلوك التراجعي (Hysteretic Behavior) عند التحميل الأفقي [67].

تُمثَّل نوابض القص عند نمذجتها في البرامج الحاسوبية بعوازل لدنة وحيدة الاتجاه (uniaxial plasticity) وهي عبارة عن روابط لاخطية تعطي سلوكاً تراجعياً مشابه للسلوك التراجعي (Hysteretic Behavior) المطلوب في نمذجة نوابض القص.

بهدف التحقق من صحة النموذج المقترح لجدران البلوك قام الباحث باختيار بعض العينات المختبرة على الطاولة المهتزة وعينات أخرى خضعت لزلازل حقيقية ثم قام بنمذجتها بعد استبدال جدران البلوك بنوابض القص المكافئة

لها . بعد ذلك استبدل جدران البلوك في النمذجة بجدران بلوك بمواصفات محلية لتقييم مساهمتها مع المنشآت الإطارية وأثرها في تغيير دور الاهتزاز الطبيعي والإزاحة وزيادة المقاومة الجانبية .

تمت نمذجة هذا السلوك لكل جدار في برنامج ETABS عن طريق أخذ عناصر ربط لاخطية تعطي نفس مغلف القوى لجدران البلوك وهي عناصر plastic1 والتي تمثل نابض القص المكافئ لجدار البلوك.

كان التحليل المستخدم عبارة عن تحليل ديناميكي يأخذ بعين الاعتبار لاخطية جدران البلوك فقط. وهذه اللاخطية تظهر من خلال السلوك التراجعي للجدران كما هو موضح سابقاً.

وأشارت الدراسة إلى أن نتائج التحليل أعطت قيما قريبة من القيم التي تم الحصول عليها من التجربة. وهذا ما يدعم صحة النموذج المقترح باستبدال جدران البلوك بنوابض قص مكافئة تعطي نفس السلوك التراجعي لجدران البلوك.

11- قام الباحث Hassan Ali [68] بإجراء دراسة لمقارنةِ بين النموذجِ التجريبيِ والعدديِ لنموذج مبنى إطاري من البيتون المسلح RC ثلاثي الأبعاد مع جدران ملء. إنّ النموذجَ التجريبيَ مشابه لمنشأ SPEAR لكن باختلافات رئيسيةِ مثل وجود جدران الملء والمِقياسِ المخفّض حيث تمت نمذجة المبنى بمقياس 1/2 (الشكل رقم (1−13)). أجريت الاختبارات التجريبية على الطاولة المهتزة في المركزِ الأوروبيِ للتدريب والبحثِ في هندسة الزلزالِ (Eucentre)، في جامعة بافيا في إيطاليا Pavia Italy.



الشكل(1−13): المنشأ المختبر على الطاولة المهتزة [68].

شملت مراحل الاختبار تطبيق إثارة زلزالية على المبنى باستعمال تسارع طبيعي ، لكي يلحظ تطور نمطِ الانهيار والمقاومةَ العامّةَ للمنشأ. طبق النموذج التحليلي على برنامج عناصر محدودة أساسه ليف وهو برنامج SeismoStruct وتمت نمذجة جدران الملء بنموذج الدعامة الثنائي اللاخطّي الدوري (النموذج المقترح من قبل الباحث Crisafulli [24]). وتم معايرة المتغيرات التراجعية لعنصر جدار الملء أولاً من الاختبار التجريبي ومن ثم استعملت في النموذجِ لإجراء تحليل التاريخ الزمني الديناميكي بدقة. أظهرت نتائج تحليل eigenvalue و تحليلِ التاريخ الزمني اللاخطي أن استجابة النموذجِ العدديِ كانت متفقة بشكل جيد مع النَتائِجِ التجريبيةِ. مع ذلك لوحظت تناقضات في تحليلِ eigenvalue ذلك بسبب الطبيعة المركبة لنموذجِ عنصر جدار الملء.

1-6- أبحاث لدراسة تأثير وجود الفتحات في جدران الملء :

إن وجود الفتحات في جدران الملء يشكّلُ حيرةَ في تقييم سلوكِ الإطاراتِ المليئة. وقد أجريت عدة أبحاث لتحقيق في تأثير الفتحات على المقاومة والصلابة .

1- استنتج الباحث Sortis [69] أن وجود الفتحات يعدل السلوكَ الإنشائي لجدار الملء بتَخفيض المقاومة والصلابة. بالإضافة لذلك، تَنْقصُ الفتحات الحمولة التي تُقابلُ مرحلة التشقق الأولي بتطويرِ الشقوق قبل أوانها بسبب تركيزِ الإجهادَ في زوايا الفتحةَ وقدرةَ تبدد الطاقةَ.

2- وجد الباحثان Benjamin and Williams [70] أن المقاومة النهائيةِ في الإطارات المليئة تنخفض بمقدار 50% بسبب وجود فتحات مُتمَركِزة بالوسط بأبعادِ تساوي إلى 1/3 من أبعادِ جدار الملء. في نفس الوقتِ لنفس الإطارِ المَمْلُوءِ، لاحظوا أثناء عملية التحميل أن حتى 50% من الحملِ النهائيِ بوجود الفتحات أدّى إلى انخفاض طفيفٍ في الصلابة ، لكن عندما زادَ الحملَ أكثر نَقصَت الصلابة بحدّة.

3- حُصِلَ الباحثان Gostič and Žarnič [71] على نَتائِج مماثلة لتخفيضِ المقاومةَ بعد اختبارات على إطار نموذجي مملوء بفتحتين وبطابقين متضمن نوافذِ وأبوابِ.

4- حقق الباحثان Mallick and Garg [6] في تأثيرَ المواقعِ المحتملةِ للفتحات على الصلابة الجانبية للإطاراتِ المُليئةِ. أشارتْ اختباراتهم بأنّ الفتحاتِ المركزية الصغيرةِ ليس لها تأثير هامّ، بينما سُجّلَ نقصان كبير في حالاتِ وجود الفتحات بالقرب من النهايات المحمّلة للقطرِ المَضْغُوطِ. و أقترح استعمال عناصرِ مستطيلةِ مستويةِ، جرّبت لدِراسَة مشكلةِ تصميمَ الفتحات في جدران الملء، وحصل على نَتائِجَ عدديةَ مقنعةَ مقارنة إلى النَتائِجِ التجريبيةِ تحت تحميل ستاتيكي باتجاه واحد.

5- ذكر الباحثان Liauw and Lee [18] , بأنّ وجودَ الفتحات ليس له تأثير على صلابة الإطاراتِ المُليئة بشكل ملحوظ .

6- وَجدَ الباحث Fiorato [72] أن تخفيضَ مقاومةِ حملَ الإطارِ المليء غير متناسب مع تخفيضِ مساحة المقطع العرضي للجدار بسبب الفتحات. حيث وجد في اختباراته، أن الفتحات التي أنقصت مساحة المقطع العرضي الأفقي للجدار المليء بنسبة 50 % أدّت إلى تخفيض للمقاومة بنسبة 28-20 %.

7- ذكرالباحث Mosalam [42] أن الإطاراتَ المُليئة التي تَتضمّنُ جدرانها فتحات تظهر مقاومة أولية أقل وسلوك أكثر مرونة مِنْ الإطارات المليئة بجدران بدون فتحات. فمن أجل نقصان 17 % في مساحة المقطع العرضيةِ، كانت مقاومة الحمل الأعظمية للإطارِ المماثل لكن بوجود النافذة تقريباً نفس الإطارِ بدون فتحاتِ ، بينما أدّى وجود البابُ إلى تخفيض مقاومةِ الحملِ بحدود 20 %. أخيراً، لوحظ تغير في نماذج الشَقِّ. مالتْ الشقوقُ إلى التَشكل في زوايا الفتحات وتُكاثر عند الزوايا المحمّلة.

8- اقترح الباحث Bertoldi [73] مجموعة علاقات لحسابِ معامل التخفيضِ *rac* . المتغيرات المستعملة لوصف المقاومة والصلابة المخفضة لجدار الملء بسبب فتحاتِ هي نسبةَ بين مساحةِ الفتحةِ ومساحةِ الجدار (Aa)، ونسبة بين عرضِ الفتحةَ وعرضَ الجدار (Ac) ووجود تقوية للفتحة ونوعها. يُعتَبرَ جدار الملء بالفتحات مؤثر في السلوكِ الإنشائي إذا تحققت الشروطِ التاليِ:

$$A_a(\%) \leq 25\% \qquad (43\text{-}4)$$

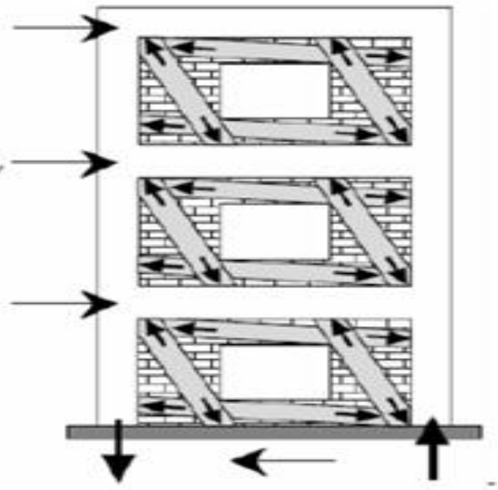
$$A_c(\%) \leq 40\% \qquad (44\text{-}4)$$

في حالة الفتحات غير المُقَوَّى ، rac مُعطى بالمعادلةِ التالية :

$$r_{ac} = 0.78e^{-0.322 lnA_a} + 0.93e^{-0.762 lnA_a} \leq 1 \qquad (43\text{-}4)$$

9- حقق الباحث Utku [74] في تأثيرَ متغيرات الفتحات مثل نسبة الطول للعرضِ، موقع ومساحة الفتحات، على صلابة ومقاومة الجدران ذات الطابق الواحدِ بالفتحات الوحيدةِ تحت الحمولة الزلزاليةِ، حيثُ حلّلُ الجدران كمسألة إجهادِ مستويةِ بافتراض أن المادة مرنة خطيّة متجانسة والتشوهات صغيرة .

كطريقة مختلفة ، اقترح الباحث Thiruvengadam [19] استعمال عِدّة دعامات قطريّة في كُلّ اتجاه لمحاكاة تأثيرِ جدار الملء، التمثيل هكذا يعتبر وجود الفتحات بشكل أسهل. بنفس الطريقة،اقترح الباحث Hamburg ترتيبية الدعامة المتعددة التي تعتبر الفتحات لكن تقييمَ الخصائصِ الدعاماتِ (شكل رقم (1−14)).



الشكل (1−14): الدعامات المكافئة لجدران الملء بوجود فتحات.

10− قُدّم الباحث Giannakas [75] عمل تحليلي تمثيلي لتأثيرِ الفتحات على الصلابة المرنة للجدار المليء. الطريقة المستعملة لنمذجة الجدران المليئة هي طريقة العناصر المحدودةِ، تحت فرضيةِ التجانس، والمادة مرنة ومتجانسة (ايزوتروبك) للجدار الحمال .

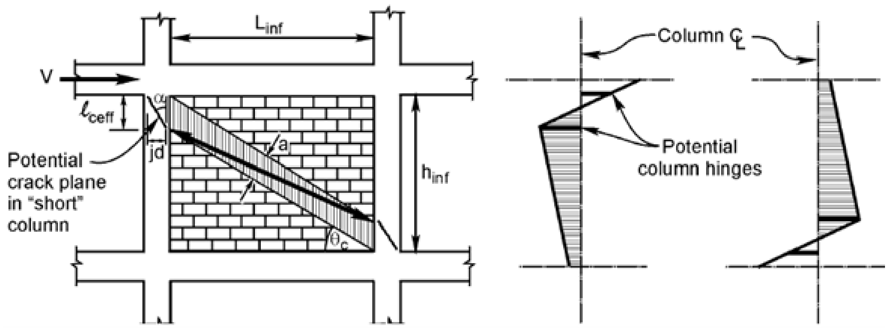
11− اقترح الباحث Asteris [76] عامل تخفيض للصلابة لنِسَبة مختلفةِ من الفتحات بعد تَحليل عدد مِنْ الإطاراتَ المليئة بطابق الواحدِ و فتحة وحيدة. درست في المجال الخطيِّ، واستعملت تقنية عناصرِ محدودةِ جديدةِ مستندة على نقاط اتصال بين الجدار المليء والإطارَ لنمذجة سلوكِ الإطارات المُليئة تحت تأثير الأحمالِ الجانبيةِ.

وكخلاصة بعد مراجعة الأبحاث تبين عدم وجود طريقة متكاملة لتَحديد تأثيرِ وجود الفتحات ، خصوصاً في المجال اللاخطّيِ، وقلة في التوصيات والمقترحات.

1-7 -مراجعة الأنظمة العالمية للتقييم الزلزالي للإطارات RC المملوءة بجدران حاملة :
(Review of Current Guidelines for Seismic Evaluation of Masonry Infilled RC Frames)

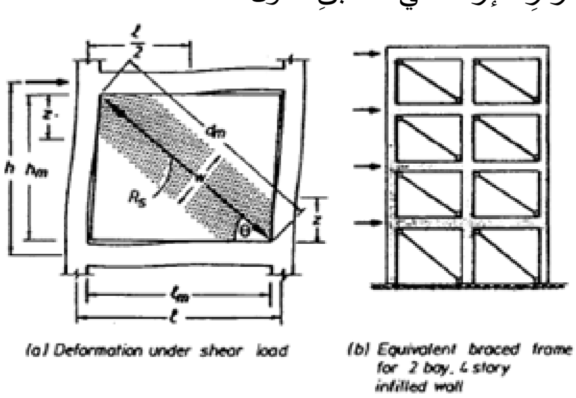
1-7-1- نظام نيوزيلندا New Zealand :

ان الفقرة 6.3 مِنْ وثيقةِ الأبنية المعرضة لخطر الزلازل [77] قد حددت مقاومة العزم لعناصرَ الإطارِ المملوءة بجدران حاملة. إنّ الهدف الرئيسي لوثيقةِ الخطر الزلزالي لأبنية هي أن جدران الملء لها تأثير مهم على الاستجابة الزلزاليةِ ويَتوقّعُ أن تتحمل الضررِ بدون انهيار، ومن المحتمل أن تتشكل آلية الطابقِ اللين . ويمكن أن يتوقع أن أنماط الانهيار القطريّةِ تتحول إلى نمط انهيار قصٍّ منزلقٍ، مؤدية إلى تولد مفاصل في الأعمدةِ بين الطوابقِ كما هو مشروح بالشكل رقم (1-15). كما تَذْكرُ الوثيقةُ أنه في الأعمدةِ الخارجيةِ تتشكل مفاصل عند النهاية السفلية والعلوية وفي منتصفِ الارتفاع، بينما في الأعمدةِ الداخليةِ، تُتشكّل المفاصل قريبة من نقاط الرُبْعِ. وفي الحالتين يعتبر الارتفاع الفعّال للأعمدةِ مساو h /2 . إلا انه لَمْ تناقشْ طرق حساب جدار الملء في تحليلِ المنشآت. ولا بد من التأكيد من أن وجود الملء يعدل قيم القص على عناصر الإطار و ذلك بتقصير المسافة بين المفاصل اللدنة .



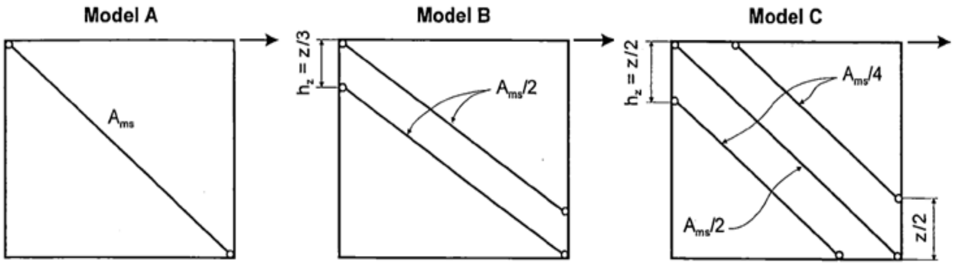
الشكل(1-15): نمذجة التأثير المضاد لجدران الملء على أداء الإطار [78].

يوجد شرح موسع لبنودِ وثيقةُ ERB في المرجع التالي " التصميم الزلزالي لأبنية البيتون المسلح والحجر" [78]. ويزودنا هذا المرجع بدليل لنمذجة صلابات الجدران. ويوصى بأنه يمكن أن تنمذج جدران الملء الحاملة كدعامات قطريّة مركزية مكافئة، مستندة على العرض الفعّال المساوي لربع الطولِ القطريِ كتقدير مُحافِظ. كما هو مشروح بالشكل (1-16). كما يُوصي بأنّه عندما يحدث انهيار الانزلاق أو الضغط القطري، فيَجِبُ أَنْ تُصممَ الإطارات بالحالة المرنة بسبب تركزِ الإزاحة في الطابقِ الأول .



الشكل(1-16): الدعامة المكافئة لجدار الملء [79].

نشرت مؤخراً NZSEE مقالة بعنوان " النمذجة التحليلية للمنشآت الإطارية المملوءة – مراجعة عامة " [5] تزودنا بمراجعة مختصرة لنموذج كلي كبير (نموذج الدعامة المكافئة) ونماذج جزئية صغيرة لتمثيل جدران الملء و مقارنةٍ بين نماذجِ الدعامةِ المكافئةِ و نماذج العناصر المحدودة FEM. و قد استنتج أن نماذجِ الدعامةِ الوحيدةِ يُمْكِنُ أَنْ تزوّدَنا بتقدير كاف لصلابة الإطارِ المَمْلُوءِ، بينما للحُصُول على القِيَمِ الواقعيةِ لعزوم الانعطاف وقوى القص في الإطاراتِ فإن النماذج متعددة الدعامة المكافئة مطلوبة. ويبين الشكل التالي نماذج الدعامةِ الثلاثة المُتضمّن في الدراسةِ.

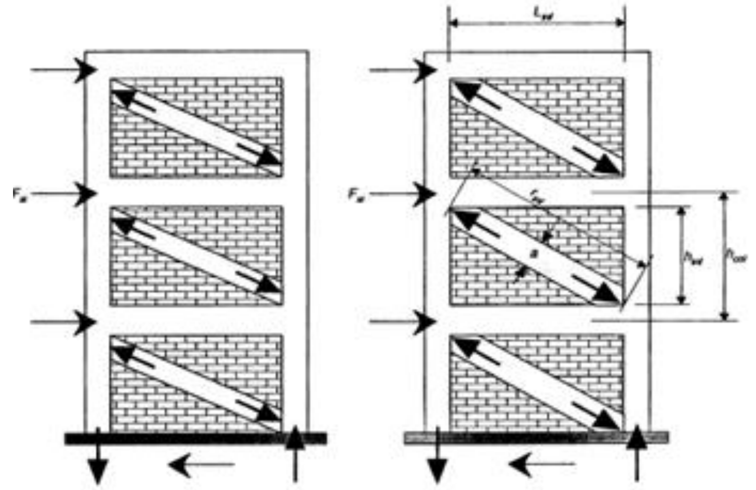


الشكل (1–17): نماذج الدعامات المختلفة المعتمدة في دراسةCrisafulli [5].

1-7-2– أنظمة الولايات المتحدة *United States codes* :

1-7-2-1- نظام *FEMA-273*

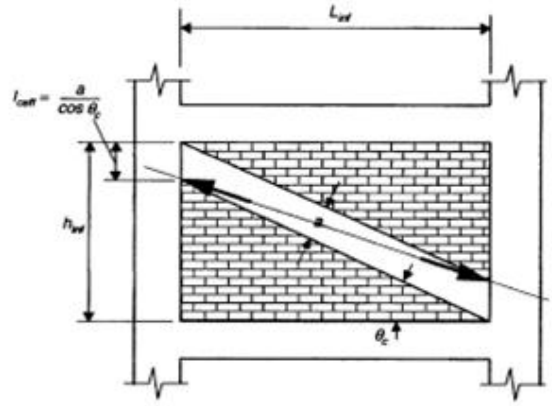
إنّ تعليماتَ NEHRP لإعادةِ التأهيل الزلزاليِ للأبنية [FEMA-273 1997] [79] هي الوثيقة الشاملة في تصميمِ وتحليلِ مشاريعِ إعادةِ التأهيل الزلزالية. ويَتضمّنُ نظام FEMA-273 معايير تصميمِ، وطرق تحليلِ، وطرق تقيم الوزن النوعي للمادة. وتنص الفقرة 7.5بعنوان أنظمة الملء الحامل" masonry infills systems ". بأنّ جدران الملء الحاملة المليئة يجب أن تُمثّلُ كدعامات قطرية مكافئة. ويمكنْ أن تُوْضَعُ الدعامات بشكل متمركز عبر الأقطارِ، أَو بشكل لا مركزي أي إلى المكان المتوقع لتطبيق تأثير جدار الملء على الأعمدةِ كما هو موضح بالشكل رقم (1–18) .



الشكل (1–18): دعامات الضغط القطرية المكافئة [79].

يعتبر سلوكَ القصَّ لجدران الملء الحاملة كتشوه. و يُزوّدُنا بمعيار قبولِ التشوه. و يُحدّدُ متطلبات المقاومة لعناصر العمود المجاورة لجدار الملء.

و يمكن تقيم أفعال العمودِ من خلال تطبيقِ المركبة الأفقية لقوة دعامةِ جدار الملء المتوقّعةِ عند مسافةً محددة مِنْ نهاياتِ الأعمدةَ . كما هو موضح بالشكل رقم (1−19).



الشكل (1−19): تقيم أفعال العمود [80].

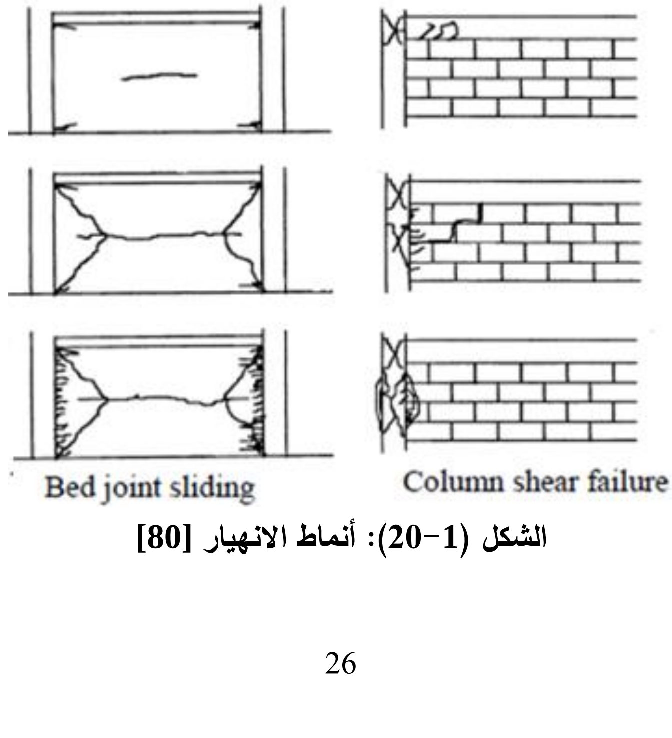
2-2-7-1 - نظام *FEMA-306*

منشورات FEMA "تقييمَ ضرر الزلزال لأبنية البيتونية وأبنية الجدران الحاملة " [80]

"Evaluation of Earthquake damaged concrete and masonry wall buildings"

يَوصي FEMA-306 [80] بأن تتمذج جدران الملء كدعامات مكافئة بموجب FEMA-273 [80]. تعليمات سعة التشوه تعطى بشكلِ نِسَب من الإزاحة الأفقية للطوابق. وتتفاوت مِنْ 1.5% للبلوك الحامل إلى 2.5% للبيتون . أما التشقق القطري فيبدأ عند إزاحات أفقية تساوي 0.25% وبشكل كامل تقريباً عند 0.5% و هذا يُمثّلُ مستو عاليا مِنْ المطاوعة في نظامِ الجدران .

بالنسبة لعناصر الإطارات البيتونية، فإن قيم القصّ للأعمدةِ القصيرةِ كما هي موصوفة في FEMA-273[80] . يُزوّدُFEMA-306 [80] بدليلَ ضررِ للإطارِ المَمْلُوءِ. و يوضح الشكل رقم (1−20) نمطين من السلوكِ النموذجي هما: نمط انزلاق العقد والذي يَتضمّنُ شقوق قطريّة للزوايا تُقاطعُ مع الشقوقَ الأفقيةَ في مركزِ الجدار مترافقة مع إزاحات كبيرةِ والتي قَدْ تُحدثُ في الإطاراتِ الفولاذيةِ المرنةِ. ونمطُ انهيار القصِّ الذي يحدث للعمودِ البيتوني بشكل نموذجيا قُرْب مفاصلِ الإطارَ وهو مرتبط بالجدران الصلبة أو القوية .



الشكل (1−20): أنماط الانهيار [80]

1-7-3- الأنظمة الأوربية European codes :

1-7-3-1 - الكود الأوربي 8 ***Eurocode 8***

يحتوي [81] Eurocode 8 (EC8) على تعليمات لتصميم الإطارات المملوءة RC البيتونية المسلحة في الفقرة 2.9. و يحدّدُ EC8 أنّ دور المنشأ المستعمل لتَقييم القص القاعدي الزلزالي سَيَكُونُ متوسطا بين الإطارِ بدون جدران والإطار المرن المملوء. وتحدد أفعال عناصر الإطار بنمذجة الإطارِ بدون دعاماتِ .

1-7-3-2 - دراسات لتقيم الكود الأوربي:

نُشِرتْ مؤخراً في عدد مِنْ الدوريات تقارير عن دِراساتِ سلوكِ وتصميم وتحليل الإطاراتِ المملوءة . وتشير هذه التقارير أن الكود الأوربي (Eurocode 8) [81] محافظُ جداً مِن ناحية تمثيل جدران الملء عند تقيّمُ أفعال العناصر.

1) أجرى الباحث Fardis [28] دراسةً برعاية اللجنة الأوربية لتصميمِ المنشآت الإطارية المملوءة . وتوصل إلى النتائج التالية :

اً– أن التأثير العامّ لجدران الملء مفيد في حالة توزع جدران الملء بانتظام و تصميم المنشأ بدون جدران يَكْفي ، لذلك فإن بنود الكود EC8 محافظة جداً.

2ً– التأثير السلبي الوحيد للتراكيبِ المنتظمةِ هو ميل تركيزِ الإزاحة في الطابق السفلي، على أية حال فان التشوهات (الانتقالات) في ذلك الطابقِ أقل بكثير من تلك المطلوبة لآلية الطابقِ اللين .

3ً– أما بالنسبة للمنشآت ذات طابقِ سفلي مفتوحٍ، فان تركيز الإزاحة والضرر الإنشائي للأعمدةِ يُصبحُ هاما . لذلك قدم الكود EC8 احتياطات مُقتَرَحة كحل بديل.

4ً– في حال وجود جدران الملء على طول ضلعين مجاورين في المنشأ ، فمن الممكن أن تكون الاستجابة شبه متناوبة. وبالتالي فإنه من الضَّرُوري أَنْ تُصممَ الأعمدة في الزاويةِ البعيدةِ على قيم الذروة الموافقة لاتجاه المركبتين. أما من الناحية الأخرى، فيمكن أن يصممَ الإطار البيتوني المسلحRC كإطار بدون جدران .

2) أجرى الباحثان Kappos & Ellul [82] دراسة لتُقيّمُ تأثيرَ تطبيق الكود EC8 للأبنية الإطارية بجدران ملء .وقد استنتجُت هذه الدراسةَ بأنّ الكود EC8 محافظِ جداً بإهمال مساهمةِ مقاومة جدران الملء. و يُقتَرَحُ أن تصممِ الإطاراتِ بالاستناد على النماذجِ التي تَتَضمّنُ عناصرَ الملء باستعمال فرضيتي صلابة مختلفتينِ . ويَجِبُ أَنْ يُحْسَبَ القصّ القاعدي بافتراض صلابة القاطع عند حمولة الذروةِ لجدار الملء . ومن ثم تحسب أفعال العنصر بافتراض الصلابة المنخفضة للمْلء (تقريباً ثُلث الصلابة) .

3) نفّذَ الباحثان Combescure & Pegon [83] دِراساتَ عدديةَ واختبارات تجريبية للمنشآت الإطارية بجدران ملء. حيث اعتبرت كلا النماذج الجزئية الصغيرة micro (عنصر جداري) والنماذج الكلية الكبيرة macro (عنصر دعامة). وأظهرت النمذجة صلاحية نموذج الدعامةِ القطريّةِ وأبرزَت أهميةَ تَعريف خصائص دعامة ملائمةِ . ووَجدَت الدراسة أن عرضُ الدعامةِ الفعّالِ المساوي إلى تقريباً 25% من الطولِ القطريِ ملائمَ لصلابة التشقق والصلابة عند المقاومة العظمى القصوى حيث استعملت دعامة مركزية . وأشارت النمذجة الجزئية الصغيرة إلى تركيز القصِّ عند نهايةِ الأعمدةِ ، وهذا يُشيرُ إلى أن نموذج الدعامةِ غير المركزية مطلوب لتقيمِ أفعال العنصر.

4-7-1- مناقشة طرق التقيم :

تَتضمّنُ طرقُ تقيمِ أنظمة نيوزيلندا القياسية بشكل أساسي تصميم عناصر الإطار على الحمل الزلزالي الكامل، بمطاوعة مستندة على الطابق الأول اللينِ مَع عمود قصير في منتصف ارتفاع الجدار (آلية القص المنزلق). وهذا يُمْكِنُ أَنْ يُؤدّي إلى مفهومِ أن جدران الملء الحاملة سيكون لها تأثير ضار على سلوكِ الأبنية الإطارية البيتونية المسلحة RC . على أية حال فان مراجعة دِراساتِ وتعليماتِ أنظمة الولايات المتحدة الأمريكية وأوروبا تُشيرانِ بأنّ جدران الملء عندما توجد في ترتيب منتظم، سيكون لَهاُ تأثير مفيد هامّ على سلوك الأبنية الإطارية البيتونية المسلحةRC . لكن التأثير الضار المحتمل للمنشآت المنتظمةِ هو ميلها لتركيزِ الإزاحة في الطابقِ السفليِ، لكنه يمكن الإشارة إلى أنّ التشوهاتِ في ذلك الطابق عموماً هي أقل من تلك التي تؤدي إلى تشكل آلية الطابقِ اللين. وُتشيرُ الدِراسات أيضاً إلى أن ضررُ العمودِ يَحْدثُ غالبا في مناطق نهاية العناصر، بسبب الحملِ المُرَكَّزِ المطبق وبفعل دعامةِ الجدار اللامركزيِة ، بدلاً مِنْ آلية القص المنزلق .

تظْهرُ أغلبية المصادر المرجعية لنمذجة جدران الملء التي تَستعملُ دعاماتَ مركزيةَ بَعْض التضاربِ في استعمال نموذج الدعامةِ المركزيِ لتَقْدير الأفعال على أعمدة الإطارِ حيث يشير الاختبار و النمذجة الدقيقِة (النماذج الجزئية الصغيرة) بأنّ نمط السلوكِ الحرجِ هو انهيار القصِّ للعمودِ بسبب لامركزيةِ تحميل الجدارِ . كما إن استعمال نموذج الدعامة المركزية لوحده لا ينمذج القصَّ بدقة على عناصر الإطار في حالة السلوك المرن.كما تركز إجراءاتُ FEMA على آليةِ قصِّ العمودَ ، محددة أن قصّ العمودِ قَدْ يُقيّمُ بتَطبيق قوى الجدار المتوقعة بشكل لا مركزي على العقد. وعلى أية حال فان ذلك يمكن أن يكون محافظَا جداً لأنَّه لا يَميز في توزيع الحملِ بين فعل الإطارِ وفعل الدعامةِ. وقد استخدمت نماذج الدعامات اللامركزية في الدِراساتِ الأخرى (انظر المرجع [5]) حيث أنّ استخدامها مطلوبَا للحُصُول على قِيَمِ واقعيةِ لأفعال عناصر الإطار. ويبدو أن نماذجِ الدعامةَ المتعددةِ قَدْ تَكُون أفضل حَلِّ لتقييمِ الإطارِ المليء.

الفصل الثاني

مراجعة طرق تحليل الإطارات المليئة

REVIEW OF PROCEDURES FOR ANALYSIS OF INFILLED FRAMES

2-1- مقدمة (Introduction) :

تعتبر الإطارات المليئة منشآت معقّدةَ و من الواضح من خلال الملاحظات التجريبية أن هذه المنشات تبدي سلوكا عال غير مرن و لاخطي. و تبرز العوامل الأكثر أهمية بالمساهمة بالسلوك اللاخطي للإطارات المليئة من لاخطية المواد و يمكن أن تلخص بالتالي:

1 - جدار الملء Infill Plane : وذلك بسبب انسحاق وتشقق الجدار، انخفاض المقاومة والصلابة.

2 - الإطارات المحيطية Surrounding Frame : وذلك بسبب تشقق البيتون، تلدن قضبان التسليح، انزلاق الرابطة بين الفولاذ و البيتون في الإطار المحيط.

3 - وجه الاتصال مابين الجدار والإطار Plane – Frame Interface : وذلك بسبب انخفاض آلية (الاحتكاك –الوصل)، والاختلاف في طول الاتصال على طول وجه الاتصال الإطار– الجدار.

يُمْكِنُ أَنْ تَحْدثَ أيضاً تأثيرات لاخطّية هندسية في الإطاراتِ المُليئة، خصوصاً عندما يكون المنشأ قادراً على مُقَاوَمَة الإزاحات الأفقية الكبيرة. على أية حال، يُمْكِنُ أَنْ تعتبر هذه التأثيرات في التحليلِ باستعمال نفس المنهجياتِ المطبقةَ على منشآت البيتون المسلحِ أَو المنشآت الفولاذيةِ. تسبب التأثيرات اللاخطية المذكورة سابقاً تعقيداتَ تحليليةَ كبيرة، الأمر الذي يتَطلّبَ تقنياتَ حسابيةَ متطوّرةَ لِكي تؤخذ بشكلها المناسب في النمذجة المطلوبة. يضاف إلى ذلك، صعوبة التَعريف بدقّة لبعض الخصائص الميكانيكية لوجه الاتصال ما بين الجدار– الإطار. وبالتالي يصبح تحليلَ الإطاراتِ المليئة أمراً معقداً ويمثّلْ هذا الأمر واحداً من الأسباب الرئيسية المهمة لاعتبار الجدران المليئة "كعناصر غير إنشائية "، على الرغم مِنْ تأثيرهم القوي على الاستجابة العامة.

إن المنشآت الإطارية المليئة لا يمكن أن تمثل أو تعتمد كأنظمة (لدنة – مرنة) (Elastic – Plastic) بسبب حدوث انخفاض في المقاومة والصلابة تحت التحميل الدوري. لذلك يجب أن تستعمل نماذج أكثر واقعية للحصول على نتائج مقبولة، خصوصاً في التحليل الديناميكي للمنشآت قصيرة الدور، حيث قدرة تبدد الطاقة وشكل الحلقات التراجعية لها تأثير قوي على الاستجابة .

استخدمت تقنيات نمذجة مختلفة لتحليلِ الإطاراتِ المليئة، التي يُمْكِنُ أَنْ يُقسّمَ إلى مجموعتين رئيسيتينِ :

(1) نماذج جزئية صغيرة local or micro-models.

(2) نماذج كلية مكافئة simplified or macro-models.

تَتَضمّنُ المجموعةُ الأولى النماذج التي يكون فيها المنشأ مقسماً إلى عناصرِ متناهية الصغر(عادة عدة أنواعِ مختلفةِ من العناصر)، لتأخذ بالحسبان التأثيراتِ المحليّةِ بالتفصيل، بينما تَتضمّنُ المجموعة الثانية نماذجَ مُبَسَّطةَ مستندة على فَهْم طبيعة (فيزيائية) سلوكِ الجدار المليء. يستعمل في الحالة الثانية، عدد محدود من العناصر لتَمْثيل تأثيرِ الجدار المليء ككل.

لكل نوع من أنواع النمذجة حسناته وسيئاته، إذ يتم اختيار النموذج حسب خصائصَ كُلّ حالة وأهداف التحليلِ

المطلوبة. وبالتالي لتحليل منشآت كبيرةَ أَو أبنية كاملةَ، يشكل النموذج البسيط المعقولَ فيزيائيا أفضل البدائل. لذلك استخدم في هذا البحث النموذج المكافئ لوصِفْ سلوكَ الجدران المالئة في الإطارات المستوية.

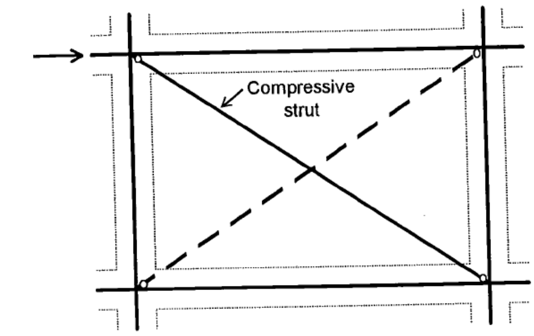
2-2- النماذج المكافئة الكلية لتمثيل الإطارات المليئة:

(Macro-Models for Infill Frame)

2-2-1 نموذج الدعامة القطرية (Diagonal Strut Model):

2-2-1-1 مقدمة عامة (General Introduction) :

توصل الباحث Polyakov [16] إلى واحدة من أول الدراسات التحليلية المعتمدة على نظرية المرونة، تمت دراسته باختبارات على جدران حاملة محملة قطرياً على الضغط، واقترح أن تأثير الجدران الحاملة في الإطارات المليئة الخاضعة لحمولات جانبية يمكن أن يكافئ بدعامة قطرية كما هو موضح بالشكل (2-1). كما تبنى مؤخراً الباحث Holmes [3] هذه الفكرة واقترح أن الدعامة المكافئة القطرية يجب أن يكون لها عرض مساوي إلى ثلث طول الجدار. استخدم الباحث Stafford Smith [4] هذه الطريقة وبدأ بسلسلة من التجارب لتحقيق أكثر دقة لعرض الدعامة المكافئة . وتابع هذا العمل العديد من الباحثين الآخرين. وقد طبق نموذج الدعامة المكافئة بشكل واسع مؤخراً كطريقة بسيطة ومعقولة لتصف تأثير جدران الملء في الإطارات المليئة .



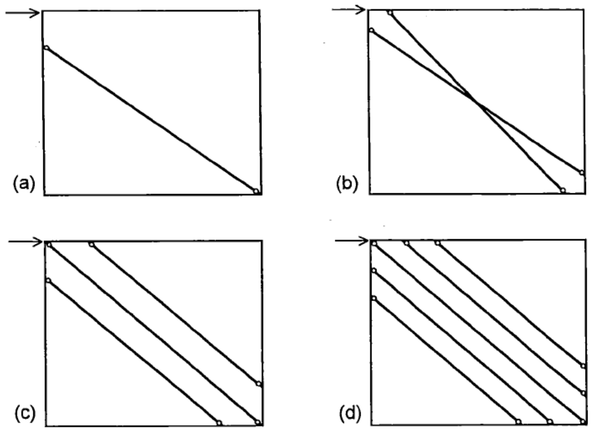
الشكل(2-1) : نموذج الدعامة القطرية للإطارات المليئة [16].

عندما يخضع المنشأ إلى حمولة دورية أو حمولة ديناميكية، فإن استعمال دعامة قطرية مكافئة وحيدة لمقاومة قوى الضغط والشد يمكن أن لاتصف بدقة القوى الداخلية في عناصر الإطار. في هذه الحالة فإنه يجب أن تعتبر على الأقل دعامتين على الاتجاهات القطرية للجدار لتمثيل التأثير التقريبي لجدار الملء. عادة ما يفترض بأن الدعامات القطرية تفعل عندما تتطور قوى الضغط عليها، لذلك يوصي في هذه الحالة باستخدام العناصر الشبكية ضغط – شد بنصف مساحة الدعامة المكافئة في كل اتجاه قطري. إن استعمال النموذج المبسط ينتج تغيرات ملحوظة في القوى الداخلية للإطارات المحيطية، وبشكل خاص القوى المحورية للأعمدة (تتناقص قوى الشد ، بينما تزداد قوى الضغط).

إن افتراض سلوك الضغط فقط للدعامة مقبول على أساس مقاومة شد صغيرة جداً لجدار الملء. لذلك تستطيع قوى الشد الانتقال خلال السطح الفاصل فقط عند المستويات الصغيرة من الإثارة الزلزالية. ولا يقبل هذا الفرض عند استخدام روابط قصية أخرى على السطح الفاصل أو عندما يكون جدار الملء مسلحا بقضبان شاقولية وأفقية. على أية حال يمكن أن يعتبر سلوك الشد في تعريف النماذج، الذي عادة لا يؤثر بشكل ملحوظ على النتائج.

2-2-1-2 التعديل في نموذج الدعامة القطري :
:(Modification of the Diagonal Strut Model)

إن نموذج الدعامة القطري المكافئ الموضح في الشكل رقم (2-2) بسيط وقادر على تمثيل تأثير جدران الملء بشكل عام. ولا يستطيع هذا النموذج وصف التأثيرات المحلية الناتجة عن التفاعل مابين جدار الملء والإطار المحيط . وكنتيجة ، فإن عزوم الانعطاف و قوى القص في العناصر الإطارية قد لا تكون منطقية ولا يمكن توقع أماكن توضع المفاصل اللدنة المحتمل تشكلها بشكل دقيق. لهذه الأسباب ، عدل نموذج الدعامة القطرية الوحيدة من قبل عدة باحثين، كما هو موضح بالشكل رقم (2-2) (حيث وضعت دعامات باتجاه التحميل).



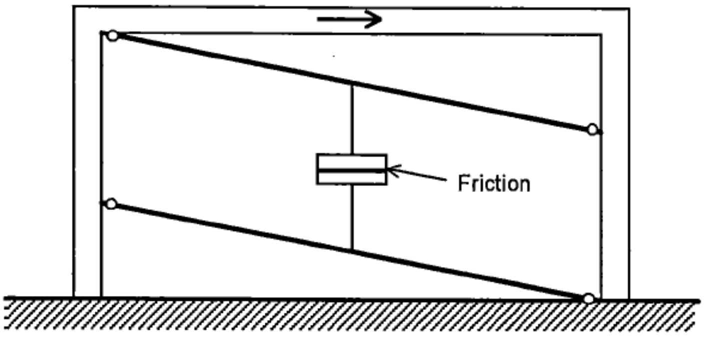
الشكل (2-2): التعديلات في نموذج الدعامة القطرية و نماذج الدعامات المتعددة[24].

اقترح الباحثان Zarnic and Tomaževic [45]، [84]، [85] النموذج الموضح في الشكل رقم ((2−2)a)) بالاعتماد على نتائجهم التجريبية. حيث حصل الضرر في هذه التجارب على المنطقة العلوية من جدار الملء خارج القطر، و قد يكون ذلك بسبب الرج من الجهاز المستخدم لتطبيق الحمولات الجانبية والأفقية في زوايا الإطار. نتيجة لذلك، لم توصل النهاية العلوية للدعامة القطرية إلى عقدة جائز – عمود في النموذج المقترح. ويمكن أن يطبق هذا النموذج على الحالات التي يتطور فيها انهيار القص عند أعلى الأعمدة .

تظهر الأشكال رقم (2−2)(b)،(c)،(d) نماذج الدعامات المتعددة. الفائدة الرئيسية من هذه النماذج بالرغم من الزيادة في التعقيد أنها قادرة على تمثيل أفعال الإطار بدقة أكثر .

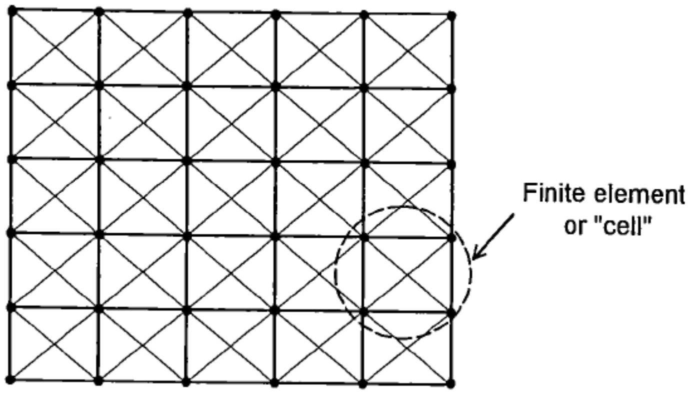
طور الباحث Thiruvengadam [19] نموذجا أكثر تعقيدا للتحليل الديناميكي للإطارات المليئة. ويتألف النموذج من إطار مقاوم للعزوم بعدد من الدعامات القطرية المتمفصلة ودعامات شاقولية غير موحدة موزعة على الجدار. تمثل الدعامات القطرية الصلابة المحورية والقصية لجدران الملء الحاملة. ولكي نأخذ بعين الاعتبار الانفصال الجزئي مابين السطح الفاصل بين الإطار والجدار، يحسب طول الاتصال و تحذف الدعامات غير الفعالة. ويمكن أن يعتبر تأثير الفتحات بطريقة مشابهة بإزالة الدعامات المعترضة منطقة الفتحات. وبسبب التعقيد في هذا النموذج المتعدد الدعامات، فتعتبر هذه الطريقة طريقة تقريبية بين النماذج الجزئية الصغيرة والنماذج الكبيرة الكلية. إن نماذج الدعامات المقدمة سابقاً غير قادرة على وصف استجابة نظام الإطار المليء عند ما يحدث انزلاق القص الأفقي في الجدار الحامل . لهذا السبب اقترح الباحث Fiorate [72] إطار مدعم " keen braced frame " لتمثيل هذا السلوك.

اقترح الباحثان Leuchare and Serivener [24] النموذج الموضح بالشكل (2−3) .حيث أن الدعامة الثنائية تستطيع تمثل عزوم الانعطاف الكبيرة المتولدة في المنطقة المركزية للأعمدة. بالإضافة لذلك، من الممكن أن تعتبر ميكانيكية الاحتكاك المتطورة عبر الشقوق، التي تسيطر بشكل رئيسي على مقاومة الإطار ككل، لكن هذا النموذج ووفقاً للباحث كان اقتراحا فقط و لم يطبق لمعرفة دقته .



الشكل (2-3):النموذج المقترح لوصف استجابة الإطار المملوء[24].

وسع الباحث Andreausat [86] فكرة الدعامة القطرية وافترض أن الجدار الحامل يمكن أن يمثل باستخدام نظام شبه شبكي "truss-like system" لكي يولد نوع من شبكات العناصر المحدودة "mesh finite element المشكلة بخلايا "cells" كما هو موضح بالشكل (2−4). وتمثل كل من هذه الخلايا بعنصر بأربعة عقد. يمكن أن تعتبر هذه الطريقة كنموذج جزئي صغير "micro-model" ، بسبب التكرر المتضمن في تمثيل المنشأ.

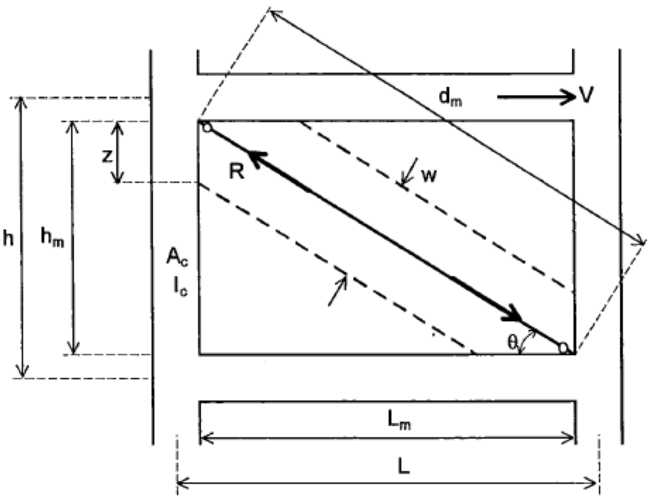


الشكل (2-4): نموذج العناصر المحدودة المقترح من قبل [24].

2−2−1−3 خصائص الدعامة القطرية (Properties of the Diagonal Strut):

إن استخدم نموذج الدعامة القطرية فعال وممتاز من وجهة نظر عملية. لذلك وجهت العديد من الأبحاث التجريبية لتحديد العلاقة بين خصائص نظام الإطار المليء وهذا النموذج المبسط. حيث تعتمد الخصائص المطلوبة لتحديد نموذج الدعامة على نوع التحليل (تحليل خطي أو للاخطي) ونوع التحميل (ثابت ، متكررة باتجاه واحد ،دوري ، ديناميكي). فمن أجل التحليل الخطي المرن فإننا نحتاج فقط لتحديد مساحة وطول الدعامة وعامل المرونة لحساب الصلابة المرنة. أما عندما نعتبر السلوك اللاخطي للمواد فإننا نحتاج لعلاقة انتقال− قوة محورية كاملة . ومن أجل التحميل الدوري والديناميكي يكون الأمر أكثر تعقيداً، لأن يجب أن يعرف السلوك التراجعي للمواد.
وسنناقش في هذه الفقرة تقدير الصلابة المرنة فقط . بينما نقدم النماذج التراجعية في الفقرات التالية.

عادة ما يفترض بأن نهاية العناصر القطرية تتصل مع المحور الوسطي لجوائز وأعمدة الإطار المحيط. هذا يعني أن الطول القطري للنموذج أطول من الطول القطري لجدران الملء. على أية حال الاختلاف غير هام في معظم الحالات. السماكة t ومعامل المرونة E_m في الدعامة مساويان لسماكة ومعامل المرونة لجدار الملء. وإن قيمة E_m المتبناة في التحليل تعتمد بصورة واضحة على مستوي الإجهاد المتوقع في الجدران، حيث أن سلوك جدار الملء اللاخطي. وهنالك بعض الاختلاف بخصوص عرض الدعامة المكافئة W (انظر الشكل (2−5)) المتخذ في التحليل. حيث اقترحت عدة علاقات في البحوث لحساب العرضW كتابع لواحد أو أكثر من خصائص الإطار المليء. وسنناقش العديد منها.



الشكل (2-5): العرض الفعال للدعامة القطرية [24].

التقريب الأولي في حساب عرض الدعامة المكافئة قد اقترح من قبل الباحث Holmes [3] بافتراض التالي :

$$W = \frac{d_m}{3} \qquad (1-2)$$

حيث :

d_m الطول القطري لجدار الملء.

اقترحت العلاقة (2−1) كأول طريقة لتقدير العرض المكافئ نظراً لنقص البيانات التجريبية.

يعتبرالباحث Stafford Simth [4]، [31]، [60] ، [87] واحدا من أكثر المطورين نشاطاً لنموذج الدعامة المكافئة وأجرى سلسلة كبيرة من التجارب باستخدام الاطارات الفولاذية المليئة. وبالاعتماد على تلك النتائج وأيضاً باعتبار البيانات التحليلية، اقترح مخططات بيانية مختلفة لتحديد العرض W. في التحقيقات الأولية [4] وجد أن النسبة W/d تتروح مابين 0.1 حتى 0.25 بالاعتماد على القيم النسبية لطول وارتفاع الجدار. وقد ضمن الباحث Stafford Smith [60]، [87] مؤخراً معلومات اضافية تجريبية لخصت بمخططات بيانية باعتبار المتغير λ_h والنسبة h_m/L_m . وقد أظهر فحص تلك المخططات أن النسبة W/d_m تتناقص بازدياد احدى قيم λ_h أو h_m/L_m .

أشار الباحثان Pauley and Priestly [78] إلى أن القيم العالية لـ W سوف تنتج منشآت صلبة. واقترحا قيما محافظة مفيدة للتصميم ،معطاة بالعلاقة التالية:

$$W = 0.25 d_m \qquad (2-2)$$

أجرى الباحث Mainstone [88] سلسلة من التجارب مستخدماً جدران ملء محاطة بالاطارات الفولاذية. ومعظم هذه التجارب أجريت على عينات بمقياس مصغر بارتفاع (h=406 mm) ومحملة قطرياً على الضغط. وحصل على العلاقة التالية من تلك التجارب :

$$W = 0.16 \,.\, \lambda_h^{-0.3} . d_m \qquad (3-2)$$

حيث :

λ_h متغير من دون واحدات معرف بالعلاقة التالي:

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta.}{4 E_c I_c h_c}} \qquad (4-2)$$

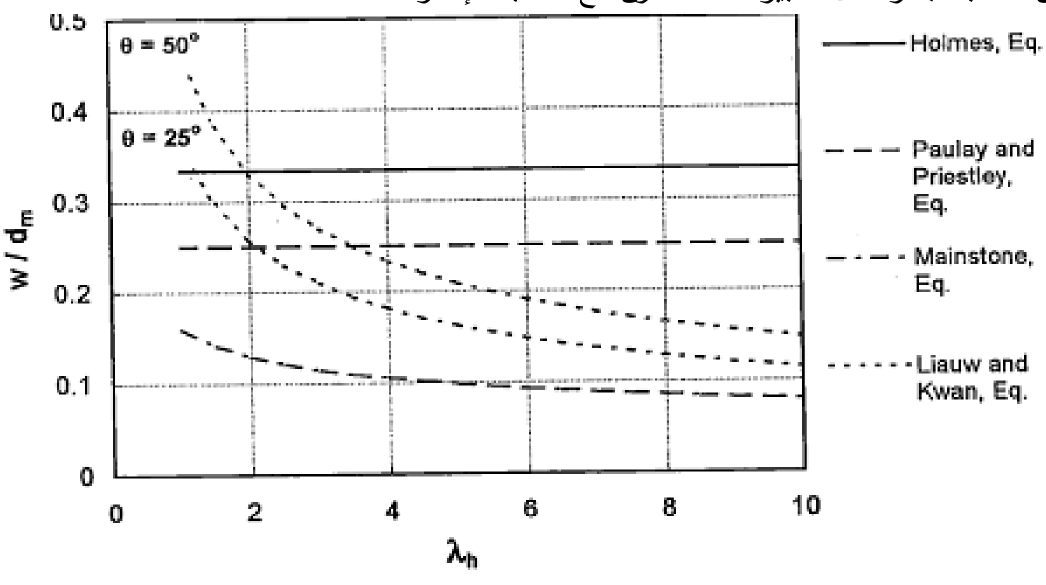
الذي يأخذ بعين الاعتبار الصلابة النسبية لجدار الملء للإطار.

اقترح الباحث Mainstone [88] أيضاً علاقتين لتقدير W لحساب الشق الأول والمقاومة غير المحدودة للجدار. وحلل الباحثان Liauw and kwan [10] البيانات التجريبية السابقة لإطارات فولاذية مليئة ووجدوا أن تلك التجربة يمكن أن تقرب بالعلاقة التالية:

$$W = \frac{0.95 \,.\cos\theta . h_m}{\sqrt{\lambda_h}} \qquad (5-2)$$

ان النسبة $h_{m/} L_m$ المعتبرة في هذا التحقيق تتراوح ما بين 1 إلى 1.5 .

يوضح الشكل (2-6)الاختلاف في النسبة $W_/ d_m$ طبقاً للعلاقات السابقة. ولكي نضمن العلاقة (2-5) المقترحة من قبل Liauw and kwan [10] في هذا المخطط ، تم افتراض أن θ تتراوح ما بين 25° إلى 50°، ممثلة قيم الحد للحالات العملية. إن العلاقتان (2-1) و (2-2) مستقلتان عن المعامل λ_h وتمثلان فقط تقريب مفيد للتحليل المبسط. أما العلاقات (2-3) و(2-5) فتشير إلى أن النسبة $W_/ d_m$ تنقص عندما يزداد المتغير λ_h لأن صلابة جدار الملء كبيرة عندما تقارن مع صلابة الإطار.



الشكل (2-6): التغير في النسبة $W_/ d_m$ لإطارات المليئة كتابع للمتغير λ_h [24].

بالاعتماد على النتائج للإطارات المملوءة بجدران ملء و المختبرة تحت القوى الجانبية، اقترح كلاً من الباحثين Dacanini and Fantin [89] مجموعتين من العلاقات معتبرين الحالات المختلفة من جدران الملء :

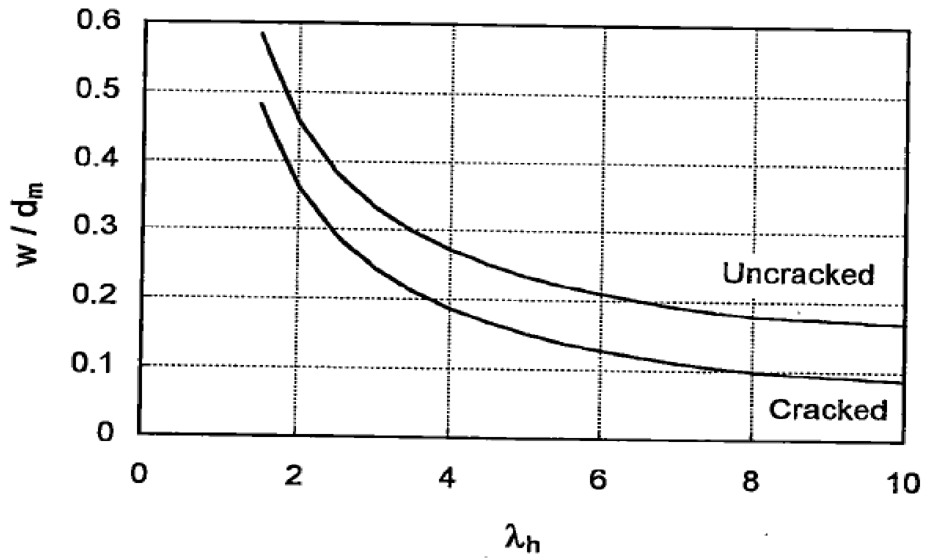
- الجدران غير المتشققة:

$$W = \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085\right) \mathrm{d}_m \qquad \text{If } \lambda_h \leq 7.85 \qquad (6-2)$$
$$W = \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130\right) \mathrm{d}_m \qquad \text{If } \lambda_h > 7.85$$

- الجدران المتشققة:

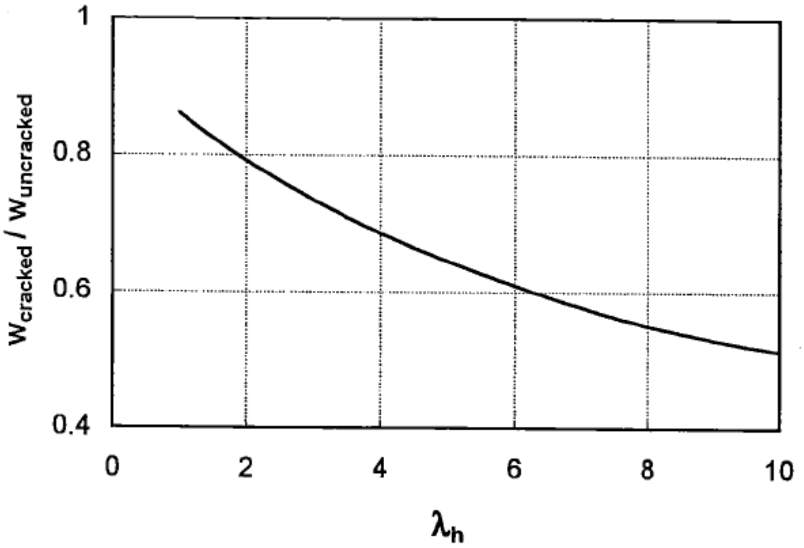
$$W = \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.010\right) \mathrm{d}_m \qquad \text{If } \lambda_h \leq 7.85 \qquad (7-2)$$
$$W = \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.040\right) \mathrm{d}_m \qquad \text{If } \lambda_h > 7.85$$

يشير الباحثان Dacanini and Fantin [89] بأن معامل المرونة E_m الذي يستخدم في حساب المتغير λ_h هو المعامل الموافق للحالة المعتبرة (حجر متشقق أو غير متشقق) وقد مثلت هذه العلاقات بالمخطط البياني الموضح بالشكل (2−7) كتابع للمتغير λ_h .



الشكل (2-7): النسبة W/d_m لإطارات المليئة بجدران ملء وفقاً لـDacanini and Fantin [24].

إن الفائدة الرئيسية من الطريقة المقترحة من قبل الباحثان Dacanini and Fantin [89] هي التمييز بين مرحلة عدم التشقق ومرحلة التشقق. و نادراً ما تعتبر هذه الحقيقية من قبل باحثين آخرين. و يوضح المخطط (2−8) العلاقة ما بين نسبة العرض المكافئ لجدران الملء في مرحلة التشقق لتلك الموافقة لمرحلة عدم التشقق وبين المتغير λ_h، وفقاً للعلاقات (2−6) و(2−7). و يلاحظ أن العرض المكافئ W ينخفض بشكل واضح بعد التشقق إلى قيمة تتراوح مابين 50% إلى 80% من العرض البدائي. وتحدث انخفاضات عالية من أجل القيم الكبيرة للمتغير λ_h ، بسبب أن تأثير جدار الملء على استجابة النظام يكون أكبر في تلك الحالات.



الشكل (2-8): الانخفاض بالعرض المكافئ بسبب تشقق جدار الملء [24].

اقترح أيضاً الباحثان Bazán and Meli [24] علاقة تجريبية لحساب العرض المكافئ W للإطارات المملوءة بجدران:

$$W = (0.35 + 0.22\beta)h \qquad (8-2)$$

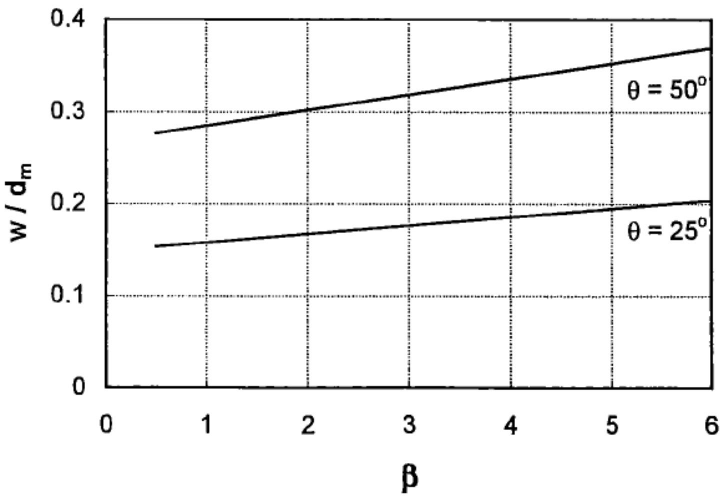
حيث :

β متغير دون واحدات معرف بالعلاقة التالي:

$$\beta = \frac{E_c \ A_c}{G_m \ A_m} \qquad (9-2)$$

هذه العلاقة مقبولة عندما يكون $0.9 \leq \beta \leq 11$ و $0.75 \leq h/L \leq 2.5$. ويشرح الشكل (2−9) النسبة W/d_m طبقاً للعلاقة (2−8).

إنه من الصعب مقارنة النتائج التي نحصل عليها من العلاقة (2−8) بالعلاقات السابقة لأنهم يتعلقوا بمتغيرين مختلفين. حيث لوحظ أن العلاقة (2−8) تقود لنسب عالية من W/d_m أعلى من العلاقات (2−6) و(2−7) في حالة جدران ملء صلبة (تتراوح قيم λ_h، β مابين 7 إلى 10 و 1 إلى 3 ، على التوالي).



الشكل (2-9): النسبة W/d_m لإطارات المليئة بجدران حاملة وفقاً لـBazán and Meli [24].

ويلاحظ أن العرض المكافئ للإطارات المليئة بجدران يكون دوماً أعلى من تلك الإطارات المملوءة جزيئاً وفقاً للعلاقات التجريبية المقدمة سابقاً، وهذه النتيجة غير مفاجئة حيث أن الإطارات المليئة بجدران تبدي شروط ارتباط أفضل (مقاومة رابطة واحتكاك) على وجه الاتصال ما بين الإطار– الجدار.

تعتبر العلاقة المبسطة المقترحة من قبل الباحثين Paulay and Priestley [78] كحد أعلى للنسبة W/d_m . بينما تقود العلاقات (2–6) و(2–7) و(2–8) إلى نتائج أقل.

يشير الباحث Stafford Simth [31]، [87] إلى أن طول الاتصال z بين الإطار والجدار (انظر الشكل (2–5)) يمكن أن يستخدم كمتغير مرجعي لتقدير كلاً من صلابة ومقاومة الإطار المليء. ووجد أن طول الاتصال يتأثر بمتغير الصلابة النسبية λ_h واقترح أن z يمكن أن تقدر بالعلاقة التالية :

$$z = \frac{\pi}{2\ \lambda_h}\ .h \qquad (10-2)$$

من الجدير بالملاحظة أن العلاقة (2–10) قد طورت من تجارب أجريت على عينات صغيرة محملة قطرياً على الضغط. وقد بنيت الإطارات بقضبان فولاذية لينة مسطحة بأقطار مختلفة كما صنعت الجدران من المونة بأبعاد 150x150x19mm. ويرأي الباحث أن فعالية العلاقة (2–10) يجب أن تثبت للمنشآت للإطارية المليئة بجدران باعتبار بيانات تجريبية أكثر واقعية.

من أجل النموذج الموضح بالشكل (2–2) (a)، اقترح الباحث إجراءا تحليليا لحساب مساحة الدعامة. وافترض أن الصلابة المحورية للدعامة تساوي إلى صلابة الجزء المثلثي من الجدار (معتبراً تشوهات القص والفتل). ويتشكل هذا الجزء المثلثي في الجدار بعد تشققه. لذلك، من غير الممكن الحصول على مساحة الدعامة كتابع للخصائص الميكانيكية والهندسية للجدار المليء. وفي العلاقة المقترحة من قبل الباحث Žranič [45] تتعلق كلتا الصلابتين بانتقالات مختلفة (الانتقال المحوري للدعامة والانتقال الأفقي عند أعلى الجزء المثلثي من الجدار). لذلك يجب أن تحول إحدى الصلابات إلى تابع لميل الدعامة.

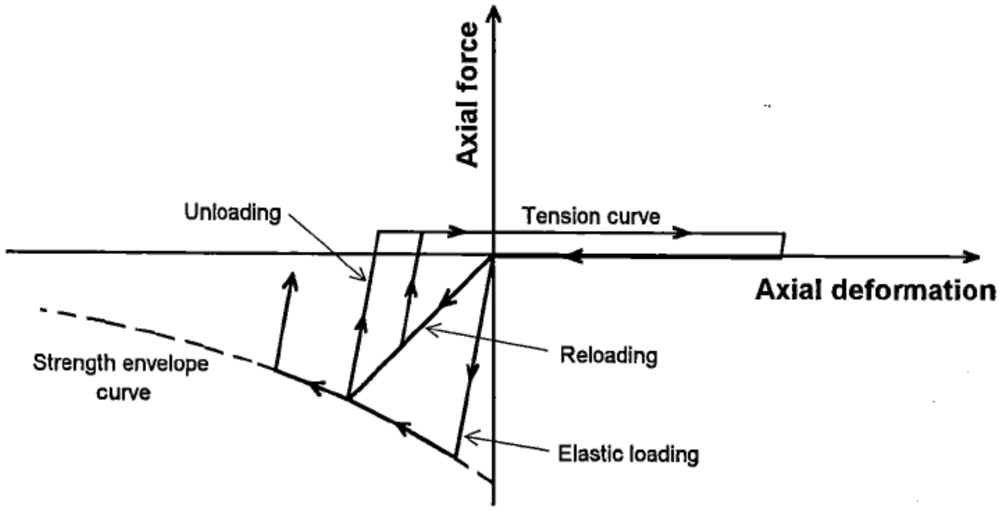
استخدم الباحث Chrysostomou [90] طرقا مختلفة لحساب صلابة العناصر الداعمة في نموذجه، الممثل بالشكل (2–2)(c). وحسبت مقاومة جدار الملء و صلاباته كتابع للانتقال الطابقي. وطبقت الطريقة التالية لمعرفة خصائص الدعامات الثلاثة. مثل سلوك الدعامة الوسطية (المركزية) بعلاقات مشابهة لتلك المطبقة على كامل الجدار. وقد افترض أن الجزء الوسطي من الجدار يتلف بشكل أسرع من الأجزاء الأخرى. قدرت خصائص الدعامات غير القطرية باعتبار أن الصلابات والقوى للدعامات الثلاثة يجب أن تساوي القوة والصلابة للجدار بالكامل. واستخدم مبدأ العمل الافتراضي ليقود إلى تلك العلاقات، مفترضا مجال انتقال محدد. و تدل طريقة الباحث Chrysostomou لتقدير خصائص الدعامات غير القطرية أن المفاصل اللدنة تتشكل فقط على نهايات الأعمدة أو الجوائز وأن العمل الداخلي المتولد عند هذه المفاصل يكون سالباً.

2–2–1–4 السلوك التراجعي للدعامات القطرية :

(Hysteretic Behaviour of Diagonal Struts)

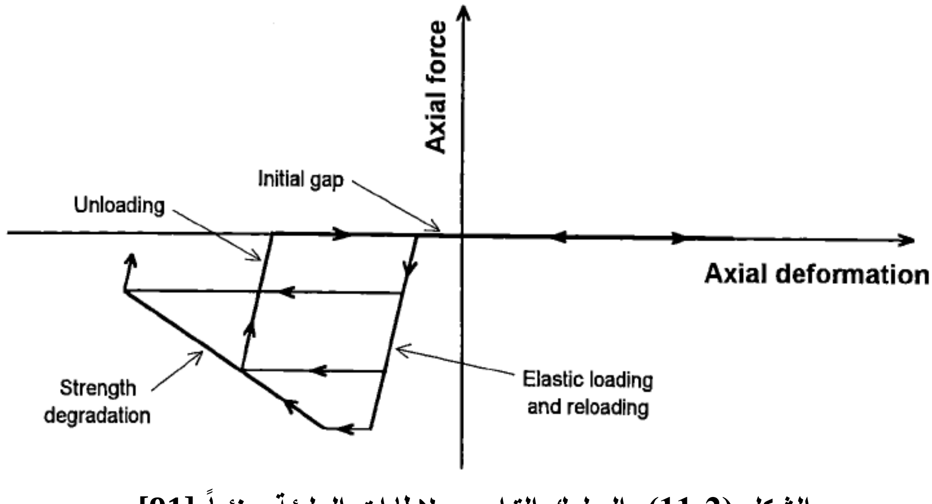
لإجراء التحليل الدوري اللاخطي أو التحليل الديناميكي، يجب أن تحدد علاقة القوة – الانتقال للدعامة المكافئة بشكل كاف. إن السلوك التراجعي لا يزيد التحليل تعقيداً فقط إنما أيضا يزيد الحيرة حول المشكلة ، حيث أنه لا يوجد معلومات كافية حول الاستجابة الدورية لجدار الملء المتعرض إلى تحميل ضغط وقص .

طور الباحثان Klinger and Bertero [19] ثلاث نماذج تراجعية لتمثيل الدعامة القطرية، كل واحد منهم يتضمن زيادة بسيطة في التعقيد. يوضح الشكل (2–10) خصائص النماذج الثلاثة. حيث أن منحني المقاومة المغلفة ممثل بفرع خطي مرن صاعد يتبع بمنحني أسي هابط. كما افترض أن منحني التفريغ خطي بصلابة تساوي الصلابة الأولية، واعتبر تأثير انخفاض الصلابة في منحني إعادة التحميل. و مع أن النموذج قد افترض أن قوى الشد يمكن أن تقاوم بالدعامة، فإن الباحثان اعتبرا أنه لا وجود لقوى الشد في الحسابات العددية المجرى في تحقيقاتهم. وقد اظهر الضغط في النتائج التحليلية توافقا ضعيفا مع البيانات التجريبية، ومع ذلك فإن هذا النموذج كان الطريقة الأولى لإدخال الاستجابة اللاخطية للإطارات المليئة ويمثل الأساس للتطويرات المستقبلية. وقد استخدم الباحثان التحليل الستاتيكي اللاخطي لكي يمثلا انخفاض المقاومة.



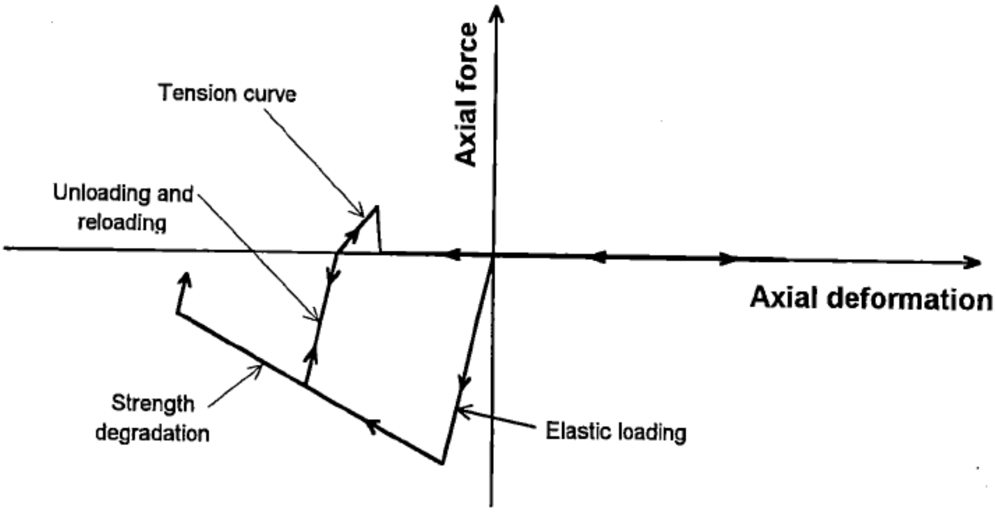
الشكل (2-10): السلوك التراجعي لنموذج الدعامة المقترح [19].

يوضح الشكل (2–11)النموذج التراجعي المقترح من قبل الباحثانDoudoumis and Mistsopoulou [91]. وقد طور هذا النموذج من أجل الإطارات المليئة جزيئاً، والتي عادة ما تتشكل فيها فجوة ما بين جدار الملء والإطار المحيط. وحيث أن المنحني المغلف يأخذ بعين الاعتبار انخفاض المقاومة. وقد وصفت الدورات التراجعية بطريقة مبسطة جداً بافتراض أن إعادة التحميل تحدث تبعاً للفرع المرن.



الشكل (2-11): السلوك التراجعي لإطارات المليئة جزئياً [91].

يوضح الشكل (2−12) علاقة القوة – الانتقال المتبناة من قبل الباحث Andreaus [86] لتمثيل السلوك الميكانيكي للدعامات القطرية، ويفترض هذا النموذج أن انخفاض المقاومة يبدأ مباشرة بعد أن يتم الوصول إلى مقاومة الدعامة. و تحدث إعادة التحميل عندما يكون التشوه المحوري مساويا للتشوه اللدن في الدورة السابقة.

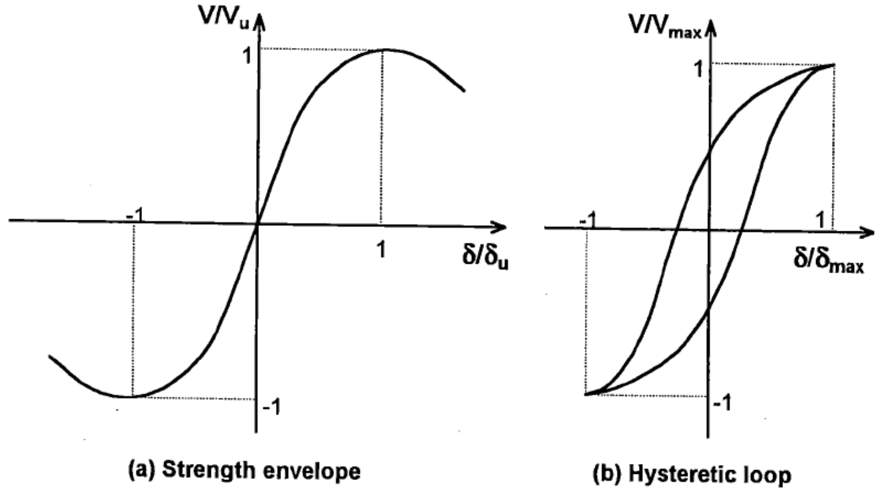


الشكل (2-12): علاقة قوة – انتقال المفترضة من قبل [86].

تظهر المقارنة للنماذج التراجعية في الأشكال (2−10) و(2−11) و(2−12) أن المنحنيات المغلفة متشابهة ويظهر أن تأثير انخفاض المقاومة هام ومعتبر في كل الحالات. بينما يبدي تمثيل الحلقات التراجعية اختلافات هامة. حيث افترض كلاً من الباحثين Doudoumis و Mistsopoulou (الشكل (2−11)) أن منحني إعادة التحميل يحدث تبعاً لفرع التحميل الأولي. ويقود هذا الافتراض إلى حلقات تراجعية عريضة بقدرة تبدد طاقة عالية. بينما اعتبر الباحثAndreaus في الشكل(2−12) على العكس من الباحثينDoudoumis و Mistsopoulou أن منحنيات التفريغ و إعادة التحميل اللاحقة تتبع نفس الخط، الأمر الذي قلل اعتبار المساحة في الحلقات. أما النموذج المقترح من قبل الباحثين Klinger وBertero فيمثل الحل الوسط ، الذي يدخل أيضاً تأثير انخفاض المقاومة .

أما الباحث Chrysostomou [90] قام بدمج علاقتين لنمذجة الاستجابة التراجعية لجدار الملء، العلاقة الأولى هي تابع آسي لوغاريتمي يحدد المقاومة المغلفة، بينما العلاقة الثانية هي تابع تربيعي متعدد الحدود يمثل الحلقات التراجعية، كما هو مبين بالشكل (2−13). وقد استخدمت هذه العلاقات (التي تصف السلوك الميكانيكي لجدار الملء) لتشتق علاقات القوة – الانتقال للدعامات المركزية وخارج القطر للنموذج المقترح (انظر الشكل (2−2) (c)) .

طور الباحث Reinhornet [64] نموذجا تراجعيا بدمج تابعين رياضيين ليزودنا بعلاقة القوة – الانتقال التي يمكن أن تأخذ بعين الاعتبار تأثير كلاً من انخفاض المقاومة وتناقص الصلابة والتناقص الصغير في الحلقات التراجعية عن طريق اختيار قيم ملائمة لكل من المتغيرات التسعة المتضمنة في النموذج. و تطبيق هذا النموذج معقد و يتطلب الحل تكاملات عددية وعلاقات مختلفة.

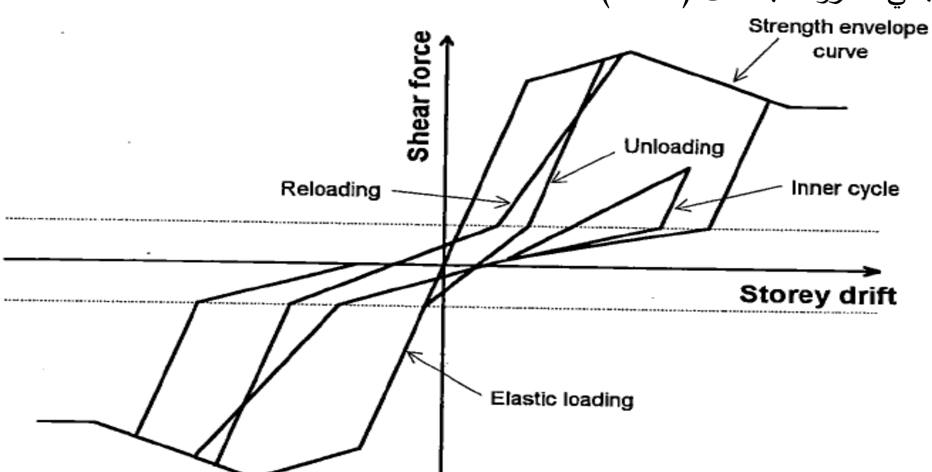


الشكل (2-13): النموذج التراجعي من قبل Chrysostomou للدعامة القطرية [24] .

2–2–2 نموذج ميكانيكية الطابق (storey mechanism model) :

نموذج ميكانيكية الطابق هو طريقة مبسطة طورت لتحقيق الاستجابة العامة للمنشآت الإطارية وطبقاً لهذه الطريقة، فإن الاستجابة للطابق بالكامل أو حتى المنشأ بالكامل، تمثل باستخدام علاقة لاخطية مابين القوة الجانبية و إزاحة الطابق (أو الإزاحة الجانبية). والنموذج لا يعتبر أي تميز مابين الإطار وجدار الملء.

واقترح الباحثان Panagiotokos and Fardis [92] علاقة قوة القص – الإزاحة الطابقية التي لها عدة مغلفات لتمثيل معظم المميزات المهمة للاستجابة (التشقق ،المقاومة النهائية ، المقاومة المتبقية). وتضبط الاستجابة التراجعية بالمتغيرات التجريبية الرئيسية التي تعرف فروع منحنيات التفريغ وإعادة التحميل. المميزات العامة للنموذج التراجعي مشروحة بالشكل (2–14).



الشكل (2-14): النموذج التراجعي قوة قص – إزاحة طابقية للمنشآت الإطارية المملوءة [92].

3–2–2 نماذج كلية مكافئة أخرى (Other Macro-Models) :

بالرغم من ميزات نموذج الدعامة القطرية، فإنه قد استعملت طرق أخرى لتحليل الإطارات المليئة. وقد طورت معظم هذه النماذج لتقدير الصلابة للمنشآت بافتراض السلوك المرن، وبالتالي تطبيقاتها محدودة جداً .

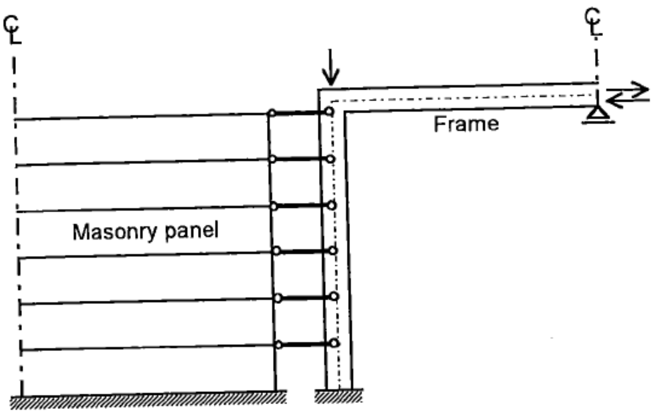
يمكن أن يقدر السلوك غير المتشقق للإطارات المليئة شريطة أن لا يوجد فجوة بين الإطار وجدار الملء بافتراض أن النظام بأكمله يتصرف كعنصر منفرد monolitithic [72]. لذلك، يمكن أن يحلل المنشأ باستخدام نظرية

المرونة النموذجية باعتبار مساهمة تشوهات القص والفتل للنظام لتقدير الانتقالات الأفقية. تعتمد فعالية هذا النموذج (المسمى بالجائز التناظري) على المقاومة الرابطة على سطح الفاصل جدار– إطار. وقد طبق الباحث Thiruvengad [19] باستخدام نفس مفهوم الجائز التناظري نموذجا ظفريا لتقدير الدور الطبيعي للإطارات المليئة.

اقترحت طريقة الإطار المكافئ من قبل الباحثان Liauw and Lee [18] للإطارات المليئة بفتحات ووصلات قص على السطح الفاصل ما بين الإطار– جدار. حيث تحول فيه العناصر الفعلية إلى مقاطع مكافئة لمادة الملء ، وذلك باستعمال نسبة معامل المرونة لمادتي (الحجر و البيتون).حيث تعتمد أبعاد الإطار المكافئ من المحاور المركزية لإطار الفعلي. و تعتمد فعالية هذه الطريقة على قدرة وصلات القص على تحمل الفعل المركب دون السماح بالانفصال عن مادة الملء.

طور الباحثان Axley and Bertero [93] طريقة سميت بطريقة الشرط لتحقيق تأثير جدران الملء في الإطارات البيتونية المسلحة. حيث اعتبرت ثلاث مراحل في صياغة طريقة القيد. الأولى ، نمذجة النظام بشكل منفصل باستخدام العناصر المحدودة للإطار والجدار، والثانية تشكيل مصفوفات الصلابة . والثالثة بعد ذلك، تخفيض صلابة جدار الملء إلى درجات الحرية المحيطة بتطبيق الاعتبار الستاتيكي. ومن أجل أن يكون التحويل ممكنا، يجب أن تتبنى علاقة شرط مابين الانتقالات على محيط الجدار و الانتقالات عند الزوايا. وتعتمد دقة هذه الطريقة على علاقة القيد المفترضة في الصياغة. وقد اعتبر الباحثان مجموعتين من الشروط :شروط التوافق (التي تكفل أن تشوه مادة الملء سيحتوى ضمن الإطار) وشروط عدم التوافق (بالاعتماد على الملاحظات التجريبية). وقد طبقت هذه الطريقة لإجراء التحاليل المرنة الخطية وتم اعتماد عنصر بأربعة عقد في برنامج حاسوبي للتحليل الإنشائي. وبالرغم من أن هذه التقنية صيغت بالاعتماد على طريقة العناصر المحدودة، إلا أنها تعتبر كنموذج كلي كامل من وجهة نظر عملية.

مثل الباحث Pires [94] الإطارات المليئة باستخدام وصلات صلبة متوازية لوصل الإطار وجدار الملء كما هو موضح بالشكل (2–15). واعتبر السلوك اللاخطي للإطار البيتوني المسلح ولجدار الملء. ولا يعتبر هذا النموذج الانفصال بين الإطار والجدار الذي يحدث عندما تزداد الحمولة الجانبية. الأمر الذي يغير سلوك النموذج بشكل تام عندما يقارن بالمنشأ الحقيقي. وبالإضافة لذلك ، فان هذا النموذج معقد في حالة تطبيقه للإطارات المليئة الكبيرة.



الشكل (2-15): التمثيل الإنشائي للإطارات المليئة المقترح [94].

2−3 حساب المقاومة في الإطارات المليئة:
(Evaluation of the Strength of Infill Frame)

2−3−1 مقدمة عامة (General Introduction):

نقدم في هذه الفقرة الطرق المبسطة والعلاقات المقترحة لتصميم وتقييم المنشآت الإطارية المليئة. قد أجريت المحاولات الأولى لحساب المقاومة من قبل الباحث Stafford Smith [4]، [31]، [60] والباحث Mainston [88] اللذان اقترحا علاقات أساسية مشتقة من تجارب على إطارات فولاذية مليئة محملة قطرياً. تسمح هذه العلاقات بحساب القوى القطرية التي تسبب التشقق والانسحاق للجدار الحامل كتابع للمتغير λ_h ولأبعاد الجدار.

استخدمت نظرية اللدونة من قبل عدة باحثين لتقدير مقاومة القص في المنشآت الإطارية المليئة، وخاصة عندما تكون الإطارات فولاذية. إن المشكلة الرئيسية لهذه الطريقة هي أن الجدار الحامل لا يتصرف كمادة لدنة. و يمكن أن تكون نظرية اللدونة مفيدة عندما يكون الانهيار بسبب انسحاق عند زوايا الجدار. لكن من الصعب أن تمثل الأنواع الأخرى من الانهيار.

اقترح الباحثان Decanini and Fantin [89] سلسلة من العلاقات الأساسية لتقدير مقاومة الدعامة الضاغطة المكافئة لأنواع الانهيار الأربعة المختلفة، أي، الشد القطري وانزلاق القص والانسحاق عند الزوايا والضغط القطري. و تعطى العلاقة العامة لحساب مقاومة الضغط للدعامة المكافئة R_C كما يلي :

$$R_C = \dot{f_m} \,.\, t.\, w \qquad (11-2)$$

حيث:

$\dot{f_m}$: مقاومة الضغط الوهمية لكل نموذج من نماذج الانهيار، وبالاعتماد على المتغير λ_h والخصائص الميكانيكية للجدار الحامل.

اقترحت عدة علاقات لتصميم وتقييم الإطارات المليئة سيتم مناقشتها بالتفصيل في الفقرات التالية. وقد قبلت العلاقات المشتقة من أسس منطقية. أما العلاقات التجريبية فهي مقبولة فقط لمواد وشروط مشابهة لتلك المعتبرة بالاختبارات.

2−3−2 انهيار القص بالانزلاق للجدار الحامل:
(Sliding Shear Failure of the Masonry Panel)

حقق الباحثان Stafford Smith and Riddington [95] حالة الإجهاد في الإطارات المليئة و استنتجا أن انهيار القص بالانزلاق يبدأ في مركز الجدار عندما تتجاوز مقاومة القص للعقد ووجدوا أن قوة القص التي يبدأ عندها انزلاق القص V_S تعطى بالعلاقة التالية :

$$V_S = \frac{\tau_0 . A_m}{1.43-\mu\left(0.8\frac{h_m}{L_m}-0.2\right)} \qquad (12-2)$$

حيث : A_m مساحة الجدار في المستوي الأفقي.

اقترح الباحث Priestley [96] علاقة تتوافق بشكل جيد جداً مع العلاقة (2−12) باعتبار عامل الاحتكاك $\mu = 0.3$.

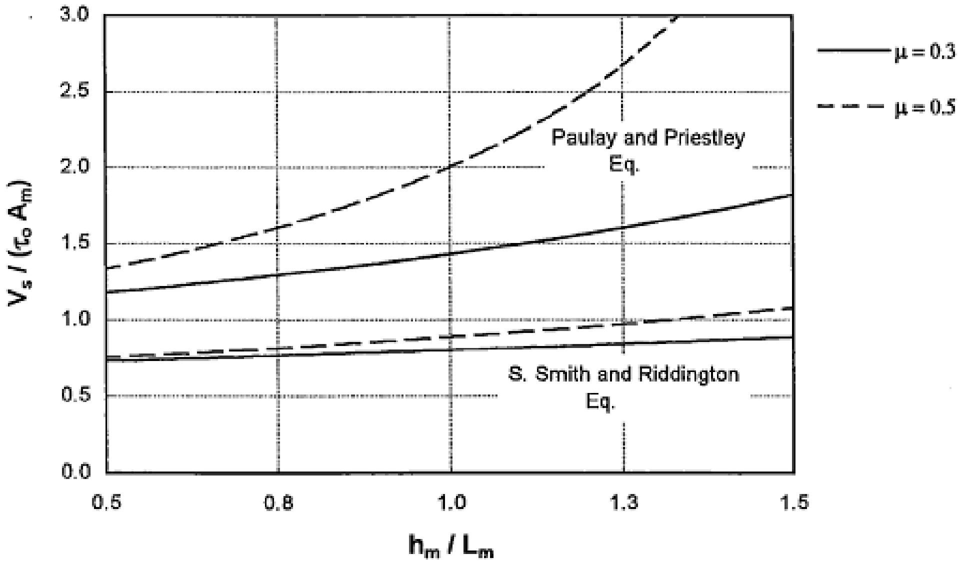
طورت علاقة أكثر واقعية من قبل الباحثين Paulay and Priestly [78] ، الذي حسب V_S باعتبار أن قوة التثبيت الممثلة على سطح الانزلاق المتوقع زودت بمركبة شاقولية لقوة الضغط القطرية (انظر الشكل رقم(2−5)) لذلك :

$$V_S = \tau_0 . A_m + \mu . R . \sin\theta \qquad (13-2)$$

وبتبديل $R = V_S/\cos\theta$ و $\cos\theta = L_m/d_m$ بالعلاقة السابقة ينتج :

$$V_S = \frac{\tau_0 . A_m}{1-\mu\frac{h_m}{L_m}} \qquad (14-2)$$

يوضح الشكل (2−16) تغير قوة القصV_S ، كتابع لنسبة الطول للعرض h_m/L_m ووفقاً للعلاقات (2−12) و (2−14).حيث يعبر عن قيم قوى القص بحد نسبي، $V_S/\tau_0 . A_m$ ، والتي تمثل النسبة ما بين مقاومة القص المتوسطة في الجدار إلى مقاومة القص الرابطة τ_0. ومن الملاحظ أن V_S تزداد مع زيادة نسبة الطول للعرض كنتيجة لفعل التثبيت على المونة.



الشكل (2-16): التغير في قوة القص V_S وفقاً للعلاقات (2−12) و (2−14)[24].

تقود العلاقة (2−14) لنتائج أكثر أهمية لأنه في اشتقاق هذه المعادلة تم افتراض أن التوزيع المنتظم لإجهادات القص يحصل على طول المقطع العرضي للجدار، حيث اعتبرت القوى العظمى في منتصف جدار الملء (تساوي إلى $1.43\ V_S/A_m$) المحسوبة بالعلاقة (2−12). ويوصي الباحثان Paulay and Priestly[78] باعتبار قيمة 0.3 لمعامل الاحتكاك μ لأغراض التصميم، بالرغم من أن النتائج التجريبية تشير إلى أن قيمة معامل الاحتكاك μ عادة ما تتراوح بين 0.7 حتى 0.85. وعندما تعتبر هذه القيم، فإن مقاومة القص V_S المحصول عليها من العلاقة (2−14) تكون كبيرة جداً. وبالرغم من الأسس المنطقية المتضمنة بالعلاقة (2−14)، فأن هذه العلاقة تنتج تقديرا مبالغا فيه لقوة القص V_S ، وبشكل خاص عندما نعتبر قيما متوسطة لمعامل الاحتكاك μ .

لم يعتبر تأثير حمولات الوزن الذاتي الفعالة على جدار الملء في العلاقات (2−12) و(2−14) في الإطارات المملوءة بجدران، ويمكن أن يأخذ بالحسبان هذا التأثير المفيد عندما تقدر مقاومة القص في عقد المونة.

أشار الباحث Priestley [96] بأن المقاومة الجانبية للإطار المليء V_u تنتج كحاصل جمع مقاومة جدار الملء والقص المقاوم من الأعمدة :

$$V_u = \frac{2(M_{uc} + M_{ut})}{h_e} + V_S \qquad (15-2)$$

حيث :

M_{uc} ، M_{ut} هي مقاومة عزوم الانحناء على الضغط والشد للأعمدة ، على التوالي.

h_e الطول الفعال بين المفاصل اللدنة .

يجب أن يعتبر تأثير القوى المحورية نتيجة العزم القالب وحمولة الوزن الذاتي في تقدير مقاومة عزوم الانحناء. عندما يتوقع انهيار القص بالانزلاق فانه يمكن أن تتشكل مفاصل لدنة عند منتصف الأعمدة تقريباً. وفي هذه الحالة يمكن أن تكون h_e أصغر بشكل ملحوظ من طول العمود، وتزداد قوة القص V_u .

تنخفض آلية الاحتكاك بالقص بجدار الملء بسرعة في السلوك الدوري. لهذا السبب ، نوه الباحث Priestley [96] إلى أن مقاومة القص للإطارات المليئة يجب أن تحسب بالأخذ بالحسبان فقط مساهمة الإطار المحيط.

2−3−3 انهيار الشد القطري للجدار الحامل:
(Diagonal Tension Failure of the Masonry Panel)

درس الباحثان Stafford Smith and Riddington [95] قوة القص V_t التي يحدث عندها الشق القطري معتبراً قيمة تقريبية لإجهاد الشد الرئيسي عند منتصف الجدار نحصل عليها من تحليل العناصر المحدودة. ووجدا العلاقة التالية :

$$V_t = 1.72 \, . A_m . f'_{tm} \qquad (16-2)$$

حيث:

f'_{tm} إجهاد الشد المسموح في جدار الملء حيث القيمة الموصى بها هي 0.07 Mpa.

اشتق الباحثان Priestley and Calvi [97] علاقة لحساب V_t مستخدماً علاقة إجهاد الشد في اسطوانة التحميل القطرية :

$$V_t = \frac{\pi}{2} . d_m . \mathrm{t} . f'_{tm} . \cos\theta = \frac{\pi}{2} . A_m . f'_{tm} \qquad (17-2)$$

حيث:

f'_{tm} مقاومة الشد المباشرة في الجدار .

من المهم أن نشير أن العلاقة (2−17) تعتمد على علاقة مشتقة من إجهاد مرن حلل باعتبار المادة متجانسة ومتماثلة الصفات. لذلك فإن صلاحية هذه العلاقة من أجل المواد غير المتجانسة والمتماثلة الصفات ليست أكيدة. بالإضافة لذلك، فمن غير الواضح كيف تقدر مقاومة الشد المباشرة في الجدار. ومن الصعب إجراء تجارب القص المباشر و يمكن أن يحدث الانهيار بانفكاك رابط عقد المونة بالاعتماد على اتجاه قوة الشد. ويبدو أنه من الأكثر ملائمة تقدير f'_{tm} من اختبارات الانفصال على عينات جدران حاملة صغيرة. والتي فيها الزاوية θ ما بين الحمولة المطبقة واتجاه عقد المونة مماثلة للزاوية θ في الإطار المليء.

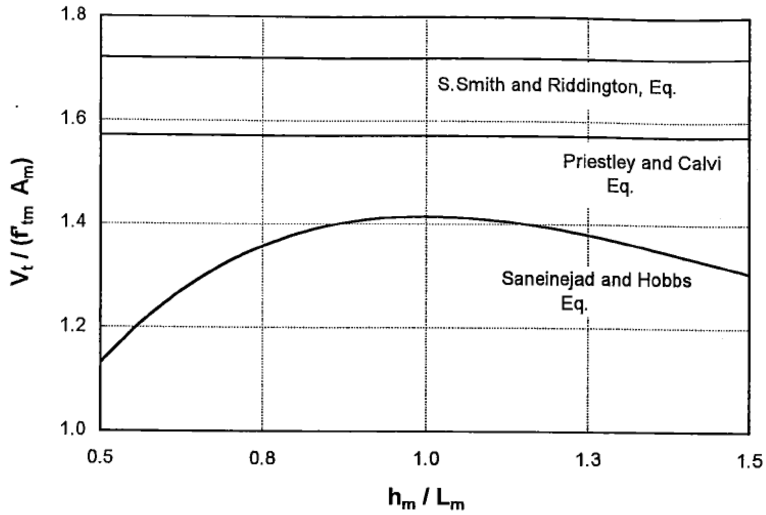
اقترح الباحث Saneinejad and Hobbs [63] علاقة لحساب V_t مستخدمين علاقة إجهاد الشد التالية:

$$V_t = 2.\sqrt{2}.h_m.t.f'_{tm}.\cos\theta^2 = \sqrt{2}.A_m.f'_{tm}.\sin 2\theta \qquad (18-2)$$

حيث:

f'_{tm} مقاومة الشد المباشرة في الجدار .

يقارن الشكل (2–17) ما بين النتائج التي تم الحصول عليها من العلاقات (2–16) و(2–17) و(2–18)، ويعبر عنها كنسبة بين إجهاد القص المتوسط في الجدار إلى إجهاد الشد f'_{tm} . إن العلاقات (2–16) و(2–17) مستقلة من ناحية نسبة الطول للعرض بالجدار h_m/L_m (أو الزاوية θ) . وحيث تأثر نسبة الطول للعرض بشكل مباشر على نسبة الإجهاد الاسمي لإجهاد القص f_n/τ ويمكن أن تتأثر مقاومة القص أيضاً بانهيار الشد القطري. وتبدي قوة القص V_t المقدرة وفقاً للعلاقة (2–18) قيما عظمى من أجل $h_m/L_m = 1$ (أو θ=45°) وتتناقص من أجل القيم الأخرى. ويبدو هذا الاختلاف مناقضا للنتائج التي تم الحصول عليها من نظرية Mann and Müller .



الشكل (2-17): مقارنة بين قوة القص المتشققة V_t وفقاً للعلاقات (2–16) و(2–17) و(2–18)[24].

2–3–4 انهيار الضغط للجدار الحامل :

(Compressive Tension Failure of the Masonry Panel)

أظهر البحث المجرى من قبل الباحث Stafford Smith [4]، [60] على الإطارات الفولاذية المملوءة بجدران بيتونية أن القوة القطرية التي تنتج انهيار ضغط للجدار R_c يمكن أن تقدر كتابع لطول الاتصال z (انظر المعادلة (2–10)) وأبعاد الجدار ومقاومة الضغط f'_m :

$$R_c = z.t.f'_m.\sec\theta \qquad (19-2)$$

استنتجت هذه العلاقة بالأصل من أجل الإطارات المليئة المربعة وبافتراض أن زوايا الجدار المليء محملة في الحالة اللدنة – عند الإجهاد الموحد f'_m – و باعتبار التوزيع الخطي لقوى الاتصال على الوجه الداخلي الفاصل ما بين الإطار– جدار. وقد طورت في ما بعد هذه العلاقة لتأخذ بعين الاعتبار الإطارات المليئة المستطيلة. وتحسب قوة القص V_c عندما يحدث الانسحاق من العلاقة (2–19) باعتبار أن $V_c = R_c.\cos\theta$ وبالتالي تنتج العلاقة التالية:

$$V_c = z.\mathrm{t}.f'_m \qquad (20-2)$$

وتتفق العلاقة (2−10) مع الملاحظة التجريبية بأن V_c مستقلة من ناحية نسبة الطول للعرض في الجدار البيتوني. ولم تثبت فعالية هذه الملاحظة بالنسبة لإطارات المليئة بجدران حاملة.

أشار الباحثان Stafford Smith and Carter [87] أن هذا النوع من الانهيار من غير المحتمل أن يحدث في الجدران الحاملة. ولكي تعمم طريقة التصميم المقترحة ، افترضا أن R_c يمكن أن تقدر من العلاقة (2−20) بافتراض أن مقاومة الضغط للجدار الحامل مساوية لمقاومة الضغط للمونة. وقد أوصى الباحثان Riddington and Stafford Smith [95] مؤخراً باستخدام العلاقات التجريبية المقترحة من قبل الباحث Mistone لحساب قوة القص التي يحدث عندها انهيار الضغط .

عدل الباحث Trigo (كما هو مسجل في المرجع [24]) العلاقة (2−20) ليأخذ بعين الاعتبار الحمولة القطعية المكافئة الموزعة على طول الاتصال بين الأعمدة والجدار . واقترح العلاقة التالية :

$$V_c = \frac{2}{3} z.\mathrm{t}.f'_m \qquad (21-2)$$

سجل توافقا جيدا بين النتائج التجريبية والعلاقة (2−21). واستخدم طول الاتصال الفعلي z المقاس خلال التجربة لحساب المقاومة. إن استخدام العلاقة (2−10) لحساب طول الاتصال z، سوف ينتج مبالغة في تقدير مقاومة الضغط للجدار .إن مقاومة الضغط f'_m − التي تم الحصول عليها من الاختبار القياسي − لا تعتبر تأثير الزاوية θ مابين القوة القطرية وسوقات المونة. ولا يوجد برهان واضح بأن مقاومة الجدار تتناقص عندما تكون حمولة الضغط غير عمودية على اتجاه سوقات المونة.. بالإضافة ذلك ، نظراً لأن آلية الدعامة المكافئة قادرة على تمثيل التفاعل بين الإطار المحيط و الجدار، فيجب أن تكون مقاومة الدعامة المكافئة مرتبطة بعرض الدعامة المكافئة w بدلاً من طول الاتصال z .

2−3−5 انهيار الشد (Tension Failure):

يمكن أن يحدث انهيار الانعطاف نتيجة التلدن في التسليح الطولي للأعمدة في الإطارات المليئة متعددة الطوابق وبنسب طول لعرض عالية. وفي هذه الحالة ، يمكن أن تقدر مقاومة المنشأ باستعمال النموذج الشبكي المكافئ. و من الجدير بالملاحظة أن هذه الآلية تتطلب أن يكون الجدار قادرا على مقاومة قوة الضغط القطرية بالاعتماد على كمية التسليح للأعمدة، ويمكن أن تتطور قوى ضغط كبيرة في الجدار الحامل، وينتج الانهيار في الجدار قبل أن يحدث تلدن الأعمدة.

2−3−6 انهيار القص بالانزلاق (Sliding Shear Failure of Columns):

يمكن أن يحدث انهيار القص بالانزلاق في الأعمدة خاصة إذا ما تعرضت إلى قوى شد محورية. في هذه الحالة، يسيطر على مقاومة الإطار الجانبية بمقاومة القص للأعمدة . لتجنب هذا النوع من الانهيار ويوصى بأن لا يتجاوز إجهاد القص في الأعمدة $0.2f'_c$ و وضع تسليح طولي إضافي في الأعمدة.

2−3−7 علاقات التصميم العامة (General Design Expressions):

عادة ما تقدر كودات أنظمة الزلازل وطرق التصميم المقترحة المقاومة الجانبية النهائية V_u للمنشآت الإطارية المملوءة بجدران حاملة وفقاً للعلاقات العامة البسيطة، والتي لا توجه لتصف نوع انهيار محدد. هذه المعادلات

عادة ما تحتوي على حد يتعلق بمقاومة القص وحد أخر مرتبط بالقوة الشاقولية المطبقة. وكمثال ، فقد تبنى الباحث San Bartolome والكود الزلزالي Mendoza ,Argentine [24]على التوالي العلاقات التالية:

$$V_u = (0.5.\psi.\tau' + 0.23.f_n)\,A_m \qquad (22-2)$$

$$V_u = \tau'.A_m + 0.3\,.f_n \qquad (23-2)$$

حيث:

ψ عامل تخفيض الاحتكاك لنسبة الطول للعرض في الجدار.

τ' مقاومة القص التصميمية التي تعتمد على مواد الجدار .

f_n الإجهاد المحوري المحدث من القوة الشاقولية P المؤثرة على الجدار.

يمثل الحد الثاني في هذه العلاقات تأثير الحمولة الشاقولية التي تزيد مقاومة القص للمنشأ بسبب آلية الاحتكاك. يقبل هذا التأثير المفيد فقط إذا كان نوع الانهيار المسيطر هو تشقق القص على طول عقد المونة. أما في الحالات الأخرى كالانهيار بالشد القطري أو الضغط، فوجود القوة الشاقولية يمكن أن ينتج نقصا في المقاومة الجانبية للجدار المليء.

و يجب أن يلاحظ أن معامل تخفيض المقاومة ψ ، المقترح من باحثين مختلفين وكودات التصميم، يتناقص عندما تزداد نسبة الطول للعرض h_m/L_m . يوجه هذا العامل ليعتبر تأثيرات الانعطاف على الجدار والتي تنقص مقاومة القص. ويشير تحليل النتائج التجريبية المستخدم لتقيم معامل تخفيض المقاومة بأن مقاومة القص تزداد في مجال نسب طول لعرض تتراوح بين 0.5 حتى 1 ،كما تتوقع العلاقات (2−12) و(2−14). أما من أجل النسب العالية المفروضة ما بين 2 حتى 2.5 فتحدث أنواع مختلفة من الانهيار، التي لا يمكن أن تتمذج بشكل كافي بالعلاقات المطورة لانهيار القص بالانزلاق ، مثل المعادلات (2−22) و(2−23).

2−4 النتائج (Conclusions):

1) يمكن أن تستخدم نماذج تحليلية مختلفة لتصف سلوك الإطارات المليئة .وتقسم هذه النماذج إلى قسمين (مجموعتين): نماذج جزئية صغيرة "micro-models " ونماذج كلية مكافئة "macro-models " .
2) تقدم النماذج الكلية الكبيرة "macro-models " ميزات واضحة من ناحية التمثيل على الحاسب ببساطة و كفاءة . تعتمد صياغتهم على التمثيل الفيزيائي المعقول لسلوك للإطارات المليئة .
3) إن نموذج الدعامة الفردية هو تمثيل بسيط ، لكنه غير قادر على تمثيل التأثيرات المحلية الحاصلة في الإطارات المحيطة. ويمكن أن يتغلب على هذه المشكلة بدون زيادة ملحوظة في التعقيد في التحليل باستخدام نماذج متعددة الدعامة.
4) عادة ما تحسب مقاومة القص للإطارات المليئة بعدة علاقات تنتج من اعتبارات تجريبية ومنطقية. وفي بعض الحالات فان الظاهرة الفيزيائية لا تمثل بوضوح في معادلات التصميم . ويجب إجراء بحوث أكثر للحصول على توافق أكثر وطريقة معقولة .

الفصل الثالث

النموذج المقترح للسلوك الدوري للجدران الحاملة

PROPOSED MODEL FOR THE CYCLIC BEHAVIOUR OF MASONRY

3-1- مقدمة (Introduction) :

اقترحت في هذا الفصل علاقات إجهاد – تشوه تراجعية لجدار الملء المعرض لإجهادات قص و إجهادات محورية. وجهت هذه العلاقات لتعريف الاستجابة الدورية للعناصر الإنشائية المكونة للنموذج الكلي الكامل المقترح بالفصل الرابع لتمثيل تأثير جدران الملء الحاملة في الإطارات المليئة .

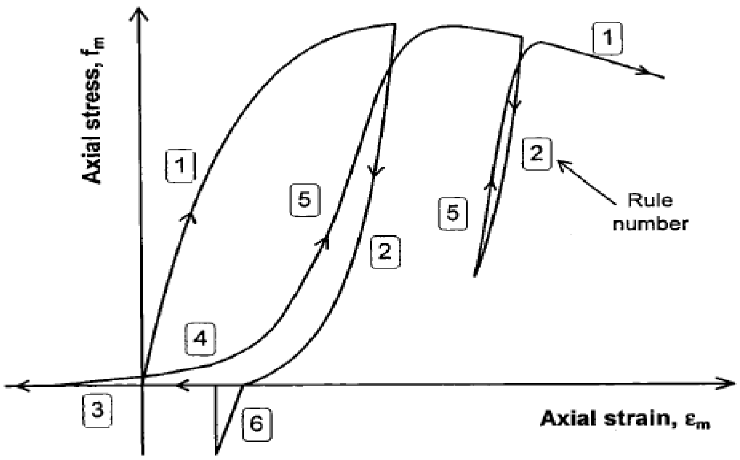
إن التحقيقات المتضمنة السلوك المحوري الدوري للجدران الحاملة قليلة، وبالتالي فان المعلومات قليلة لتطوير نموذج تراجعي كاف، خصوصًا لتمثيل ملائم للدورات التراجعية الصغيرة. وعادة ما تتبع التجارب المخبرية علاقة الإجهاد – التشوه بسيطة، حيث يفرغ نموذج العينة بشكل تام من المنحني الأولي ثم يعاد التحميل. يعتبر هذا الشرط مفيدا جداً من أجل التحليل والمقارنة مع النتائج التجريبية. لكنه مختلف جداً عن علاقة الإجهاد – التشوه المفروضة للمنشأ عند تعرضه لأفعال زلزالية. ومن أجل هذه الأسباب، يمكن أن تعتبر المعلومات المطلوبة لمعايرة النموذج كاملة باعتبار أن الحجر يتصرف بشكل مشابه للبيتون، وهذا الرأي عائد لكون أن كلا المادتين (حجر و بيتون) تعتبران مواد هشة.

3-2- النموذج التحليلي للسلوك المحوري الدوري للجدران الحاملة :

(Analytical Model For Cyclic Axial Behaviour Masonry)

3-2-1- مقدمة عامة (General Introduction) :

نقدم في هذه الفقرات نموذجا جديدا مقترح من قبل الباحث Crisafulli [24] لتمثيل السلوك التراجعي لجدران الملء الحاملة المتعرض لتحميل محوري. يعتبر هذا النموذج كاف بشكل عام لنمذجة مواد أخرى هشة، كالبيتون مثلاً . يوضح الشكل (3-1) الخصائص العامة للنموذج المقترح. حيث أن سلوك الضغط الدوري للجدران الحاملة ممثل بعدة قواعد تراجعية لتعتبر السلوكيات المختلفة للتحميل والتفريغ وإعادة التحميل. تعتمد العلاقة ما بين إجهاد – تشوه على التشوه الفعلي وبعض المتغيرات المتعلقة بتاريخ إجهاد – تشوه سابق .



الشكل(3-1): الخصائص العامة للنموذج المقترح للسلوك الدوري المحوري للجدران الحاملة [68].

3-2-2- العلاقة1: المنحني المغلف في الضغط (Envelope Curve in Compression) :

يمكن أن يعرف المنحني المغلف كمنحي محدود ضمناً منحنيات الإجهاد – التشوه بغض النظر عن نموذج الحمولة. ويفترض أن المنحني المغلف مستقل عن التحميل الزمني ويتوافق مع منحني الإجهاد – التشوه المحصول عليه من أجل حمولة وحيدة الاتجاه "monotonic" [98]، اقترح الباحث Combescure [99] أن مقاومة الضغط للجدار الحامل f'_m يجب أن تخفض كنتيجة للتحميل الدوري. لكن لا يوجد معلومات تجريبية كافية لتقدير هذا التخفيض .

إن منحنيات الإجهاد – التشوه المقترحة في الأبحاث للجدران الحاملة الحاملة غير المسلحة مقبولة فقط حتى الإجهاد الأعظمي f'_m . وأيضاً لا تعتبر المميزات الخاصة لسلوك الجدران الحاملة ، مثل تأثير مقاومة المونة على شكل المنحنيات. لهذا السبب افترض أن العلاقة المقترحة من قبل الباحث Sargin [100] (المقترح أصلا للبيتون) تستطيع أن تمثل تقريباً المنحني المغلف للجدران الحاملة. لذلك فإن العلاقة مابين التشوه المحوري للجدار الحامل ε_m و الإجهادات الضاغطة f_m تعطى كما يلي :

$$f_m = f'_m \frac{A_1 \dfrac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} + (A_2 - 1)\left(\dfrac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m}\right)^2}{1 + (A_1 - 2)\dfrac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} + A_2\left(\dfrac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m}\right)^2} \qquad \text{(a1-3)}$$

حيث :

f'_m الإجهاد الأعظمي و ε'_m التشوه المرافق .

A_1 ، A_2 ثوابت تابعة للخصائص الميكانيكية للمواد. ستشرح لاحقاً.

اعتبر في هذا النموذج أن فرع الانحدار في المقاومة المغلفة يمكن أن يمثل بصورة بديلة بمنحني قطع مكافئ معطى بالعلاقة التالية :

$$f_m = f'_m \left[1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon'_m}{\varepsilon_u - \varepsilon'_m}\right)^2\right] \qquad \text{(b1-3)}$$

يسمح اعتبار العلاقة (b1-3) بسيطرة أفضل على فرع انحدار المغلف عندما يطبق النموذج الدوري لتمثيل المنشآت الحجرية. وعندما نستخدم الحاسب لنمذجة السلوك الدوري فإننا نعتبر كلا الخيارين، كون المستخدم قادر أن يقرر الخيار الأكثر ملائمة لحالة معينة. يوضح الشكل (3-2) شكل مغلف المقاومة وفقاً للعلاقتين (a1-3) و(b1-3).

يمكن الحصول على عامل المرونة المماسي E_t بتفاضل العلاقات(a1-3) و(b1-3) على التوالي باعتبار التشوه ε_m :

$$E_t = \frac{f'_m}{\varepsilon'_m} \frac{A_1 + 2(A_2 - 1)\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} + (2 - A_1 - 2A_2)\left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m}\right)^2}{\left[1 + (A_1 - 2)\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} + A_2\left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m}\right)^2\right]^2} \tag{a2-3}$$

$$E_t = -2 f'_m \frac{\varepsilon - \varepsilon'_m}{(\varepsilon_u - \varepsilon'_m)^2} \tag{b2-3}$$

حيث :

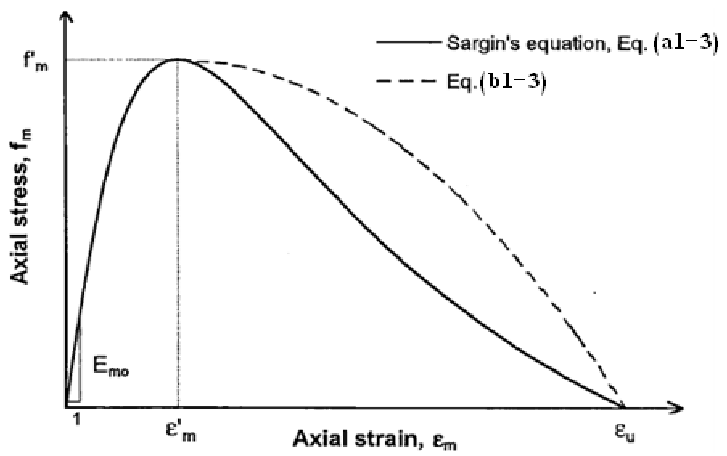
المعامل A_1 حسب من قبل الباحث Sargin [100] بافتراض أن المعامل E_t في العلاقة (a2−3) مساوياً إلى المعامل الأولي E_{mo} عند التشوه $\varepsilon_m = 0$ ، وبالتعويض في العلاقة (a2−3) نحصل على العلاقة التالية:

$$A_1 = \frac{E_{mo}\ \varepsilon'_m}{f'_m} \tag{3-3}$$

يحسب المعامل A_2 ،الذي يسيطر على فرع السقوط للمنحني ، واتخذ بالأصل كمعامل تجريبي لمقاومة البيتون المطوق لكي يناسب النتائج التجريبية بافتراض أن $f_m = 0$ عند $\varepsilon_m = \varepsilon_u$ ، حيث أن ε_u هو التشوه غير المحدد عند مستوي الإجهاد صفر، وبالتعويض في العلاقة (a1−3) نحصل على العلاقة التالية:

$$A_2 = 1 - A_1 \frac{\varepsilon'_m}{\varepsilon_u} \tag{4-3}$$

يعد اعتبار فرع السقوط في منحني الإجهاد – التشوه في نمذجة الإطارات المليئة أمراً ضرورياً. حيث عادة ما يحدث الانهيار في جدران الملء عند الإزاحات الجانبية الصغيرة، قبل أن يصل الإطار إلى مقاومته، بينما يقاوم النظام المركب التزايد في الحمولات الجانبية. بالإضافة لذلك، يمكن أن يقود التأثير المفيد للإطار الذي يقاوم تشققات الجدار إلى تناقص أنعم في مقاومة الجدار بدلاً من التناقص المفاجئ في المقاومة الملحوظة في موشور الحجر.



الشكل (3−2) : المنحني المغلف (العلاقة 1) وفقاً للعلاقات (a1−3) و(b1−3) [68].

3-2-3- التفريغ وإعادة التحميل (Unloading and Reloading) :

3-2-3-1- المعادلة المقترحة (Proposed Equation) :

تعتبر ظاهرة التفريغ وإعادة التحميل من المنحني المغلف ظاهرة معقدة ومن الصعب جداً أن تنمذج بدقة. وقد اقترحت عدة نماذج تحليلية مختلفة للحجر و البيتون بافتراض أن دورات التفريغ- إعادة تحميل مثلت إما كجزء من خطي منحني، أو كمزيج بين المنحنيات الخطية و اللاخطية أو كمعادلات تجريبية . وقد اقترح الباحثان Sinha و Naraine [101] و كذلك الباحثان Subramaniam and Sinha [102] مجموعة من المنحنيات لتمثيل دورات التفريغ والتحميل، بالاعتماد على تجارب على مواشير حجرية. وحصل على علاقات كتابع من الدرجة الثانية باستخدام طريقة التربيع الأدنى لتناسب النقاط الملحوظة بالاختبارات. وقد أعطيت معادلات مختلفة بالاعتماد على مستو التشوه ونوع الحمولة (ناظمية أو موازية لعقد المونة الأفقية). وسجل الباحثين توافقا جيدا جداً مع نتائجهم التجريبية.

وجد أنه بالإمكان تطوير نموذج تحليلي جيد باستخدام منحني عام يمر من نقطتين معرفتين مسبقاً 1,2 وذلك بالاعتماد على الاستجابة التجريبية على نماذج من الحجر و البيتون خاضعة لحمولات دورية، حيث أن ميل المنحني E_1 ,E_2 معروف (انظر الشكل (3-3)). ولهذا السبب، اقترحت المعادلات المستمرة اللاخطية التالية لتمثيل منحنيات التفريغ – إعادة تحميل :

$$f_m = f_1 + (f_2 - f_1)\frac{B_1\chi + \chi^2}{1 + B_2\chi + B_3\chi^2} \qquad (5-3)$$

حيث :

(ε_1, f_1) ,(ε_2, f_2) هي إحداثيات النقاط 2 , 1 على التوالي ، و χ يعطى بالعلاقة التالية :

$$\chi = \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \qquad (6-3)$$

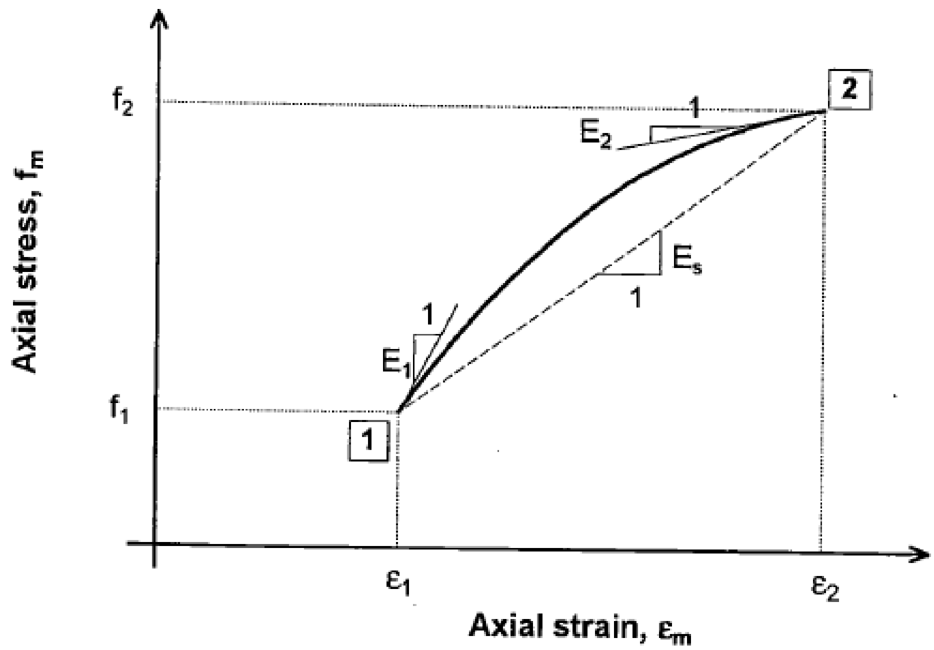
تتراوح قيم التشوه الطبيعي χ (*normalized strain*) من 0 حتى 1 ، ويشتق المعامل المماسي E_t من تابع الإجهاد – التشوه وفق بالتشوه ε_m ، لذلك من العلاقة (5-3) نحصل على العلاقة التالية:

$$E_t = E_s\frac{(B_1 + 2\chi)(1 + B_2\chi + B_3\chi^2) - (B_1\chi + \chi^2)(B_2 + 2B_3\chi)}{\left(1 + B_2\chi + B_3\chi^2\right)^2} \qquad (7-3)$$

حيث أن:

E_s هو المعامل للقاطع المعرف بين النقطتين 1 و 2 ويعطى بالعلاقة التالية :

$$E_s = \frac{f_2 - f_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \qquad (7-4)$$



الشكل (3–3): المنحني المقترح لتمثيل منحنيات التفريغ وإعادة التحميل [66].

يجب أن يحقق منحني التفريغ والتحميل و كل مشتقاته أربعة شروط هي (انظر الشكل (3–3))

$$\text{at } \varepsilon_m = \varepsilon_1 \ (\chi = 0) \rightarrow f_m = f_1 \text{ and } E_t = E_1$$

$$\text{at } \varepsilon_m = \varepsilon_2 \ (\chi = 1) \rightarrow f_m = f_2 \text{ and } E_t = E_2$$

يشير تحليل العلاقة (3–5) إلى أن الشرط الأول مؤمن دائماً. بينما تسمح الشروط الثلاثة المتبقية بحساب قيم العوامل B_1 ,B_2, B_3 ، لذلك وجد أن :

$$B_1 = \frac{E_1}{E_s} \qquad (9\text{–}3)$$

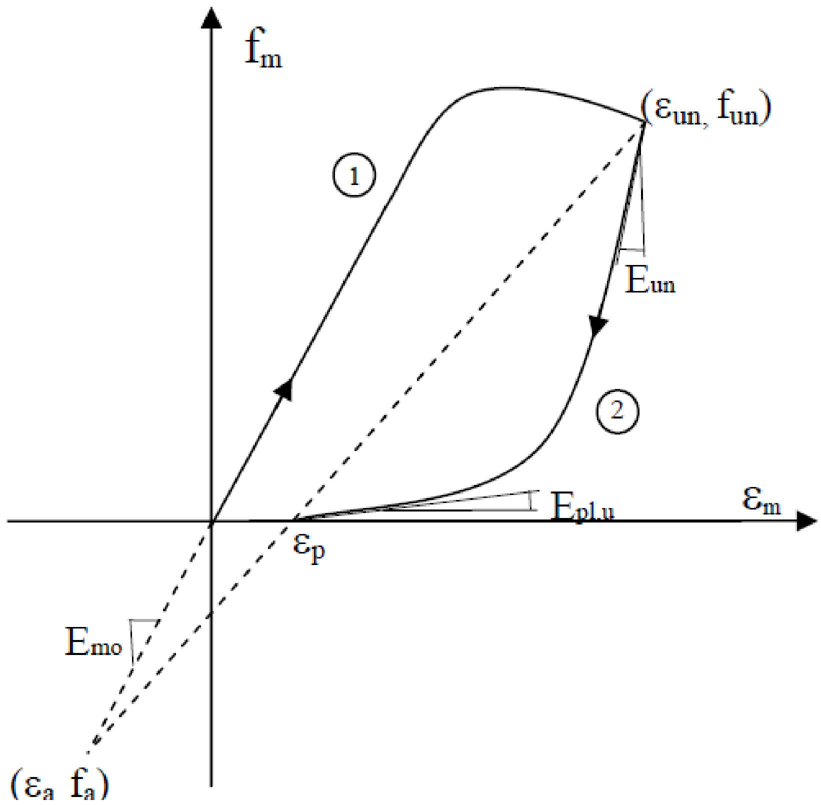
$$B_2 = B_1 - B_3$$

$$B_3 = 2 - \frac{E_2}{E_s}(1 + B_1)$$

يمكن أن توصف عملية التفريغ – إعادة التحميل بدقة بالعلاقة (3–5). إن الفائدة الرئيسية لهذه العلاقة أن ميل المنحني يمكن أن يفرض عند النهايات.

3–2–3–2– العلاقة2: التفريغ من المنحني المغلف (Unloading from Envelope Curve):

يبدأ منحني التفريغ من المنحني المغلف $(\varepsilon_{un}, f_{un})$ وينتهي بتشوه متبقي أو متلدن ε_{pl}، حيث إن إجهاد الضغط يتناقص للصفر (انظر الشكل (3–4)). و تشير النتائج التجريبية أن هذه المنحنيات تبدي انحناء بسيطا وشكلها يعتمد على مستوي التشوه الذي يحدث عنده التفريغ . استخدمت العلاقة (3–5) في النموذج المقترح باعتبار أن النقطة1 (ε_1, f_1) تتوافق مع نقطة التفريغ والنقطة 2 (ε_2, f_2) تتوافق مع نقطة التلدن. كما وأنه يمكن التحكم بشكل المنحني بتغير معامل المرونة الأولي والنهائي.



الشكل (3−4) : منحنيات إجهاد− تشوه لفرع التفريغ [66].

يظهر أن التشوه المتلدن ε_{pl} هو المتغير الأكثر أهمية في تحديد منحنى التفريغ. لكنه من الصعب التنبؤ بقيمته عندما يبدأ التفريغ. وقد اقترح الباحثان Subramaniam and Sinha [102] العلاقات التالية المقبولة للتحميل المتعامد والموازي لاتجاه لسوقات المونة الأفقية على التوالي :

$$\frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon'_m} = 0.184 + 3\,\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon'_m} - 2\left(\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon'_m}\right)^2 \qquad (10-3)$$

$$\frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon'_m} = 0.25 + 2.5\,\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon'_m} - 1.1\left(\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon'_m}\right)^2 \qquad (11-3)$$

لا يمكن اعتبار هذه العلاقات التجريبية بشكل عام و يجب أن تثبت فعاليتها للحالات الصعبة. بالإضافة لذلك، طورت الطريقة المقترحة من قبل الباحثان Subramaniam and Sinha [102] لحساب ε_{un} ليعطي قيمة ε_{pl} . لكن في حالة التحليل اللاخطي يجب أن يحسب ε_{pl} كتابع لـ ε_{un}. وقد أظهر فحص العلاقات (10−3) و (11−3) أنه لا يوجد حل حقيقي عندما يكون $\varepsilon_{un}/\varepsilon'_m$ أكبر من 0.552 و 0.752 على التوالي .

دقق الباحثان Karsan and Jirsa [98] بسلوك البيتون تحت تأثير الحمولات الضاغطة وبالاعتماد على نتائج تجارب تم الحصول عليها من عمود بيتوني قصير (أبعاده عند المقطع الحرج 125x75 mm)، وقد اقترحت العلاقات التالية لحساب التشوه اللدن :

$$\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon'_m} = 0.13\,\frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon'_m} + 0.145\left(\frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon'_m}\right)^2 \qquad (12\text{–}3)$$

اقترحت طريقة أكثر عمومية من قبل الباحث Mande [103] للبيتون المطوق وغير المطوق. وافترض أن التشوه اللدن ε_{pl} يقع على المستقيم القاطع لمنحني التفريغ المعرف بنقطة التفريغ $(\varepsilon_{un}, f_{un})$ ونقطة مساعدة إضافية A (ε_a, f_a)، كما هو موضح بالشكل (3–4)، و الإجهاد المقابل للنقطة A هو $f_a = E_{mo}\varepsilon_{un}$ ، حيث أن التشوه ε_a يعطى بالعلاقة :

$$\varepsilon_a = a\sqrt{\varepsilon_{un}\,\varepsilon'_m} \qquad (13\text{–}3)$$

حيث:

a : معامل تجريبي معرف بأنه أكبر القيمتين التاليتين :

$$a = \frac{1}{1 + \dfrac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon'_m}} \qquad (14\text{–}3)$$

$$a = 0.09\,\frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon'_m} \qquad (15\text{–}3)$$

يشير فحص العلاقتين (3–14) و(3–15) أنهما يصبحان متساويان عندما تكون $\varepsilon_{un}/\varepsilon'_m = 2.87$. تقبل القيم المحصول عليها من العلاقة (3–14) عندما تكون $\varepsilon_{un}/\varepsilon'_m < 2.87$ و للحالات الأخرى تأخذ من العلاقة (3–15) .و يعطى التشوه اللدن بالعلاقة التالية:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} - \varepsilon_a)\,f_{un}}{f_{un} - E_{mo}\,\varepsilon_a} \qquad (16\text{–}3)$$

لاحظ أن ε_a هو تشوه شد سالب ، والتشوهات و الإجهادات المتبقية توافق قيم الضغط.

طور الباحثان Yankelevsky and Reinhardt [104] نموذج للبيتون غير المطوق (unconfined concrete) الذي فيه منحني التفريغ يمثل كجزء من منحني خطي تقريباً. إن طريقة حساب التشوه اللدن ε_{pl} مشابهة لتلك المستخدمة من قبل الباحث Mander [103]. حيث افترض بأن النقطة المساعدة A (انظر الشكل (3–4)) مستقلة عن تشوه التفريغ ε_{un} وبالتالي تصبح إحداثياتها $\varepsilon_a = |f'_m|/E_{mo}$ و $f_a = |f'_m|$. وبالتعويض بالعلاقة (3–16) نحصل على علاقة التشوه اللدن التالية:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{\left(\varepsilon_{un} - \dfrac{|f'_m|}{E_{mo}}\right) f_{un}}{f_{un} - |f'_m|} \qquad (17\text{–}3)$$

إن المشكلة الرئيسية للطرق السابقة هي أنه لا يمكن بسهولة تعديل أي اختلاف فيها أو إدخال البيانات التجريبية الجديدة. لهذا السبب ، اقترحت الطريقة التقريبية هنا، التي تفترض أن الإجهاد المقابل للنقطةA (انظر الشكل (3-4)) مساو إلى :

$$f_a = \beta_a \; |f'_m| \tag{18-3}$$

حيث:

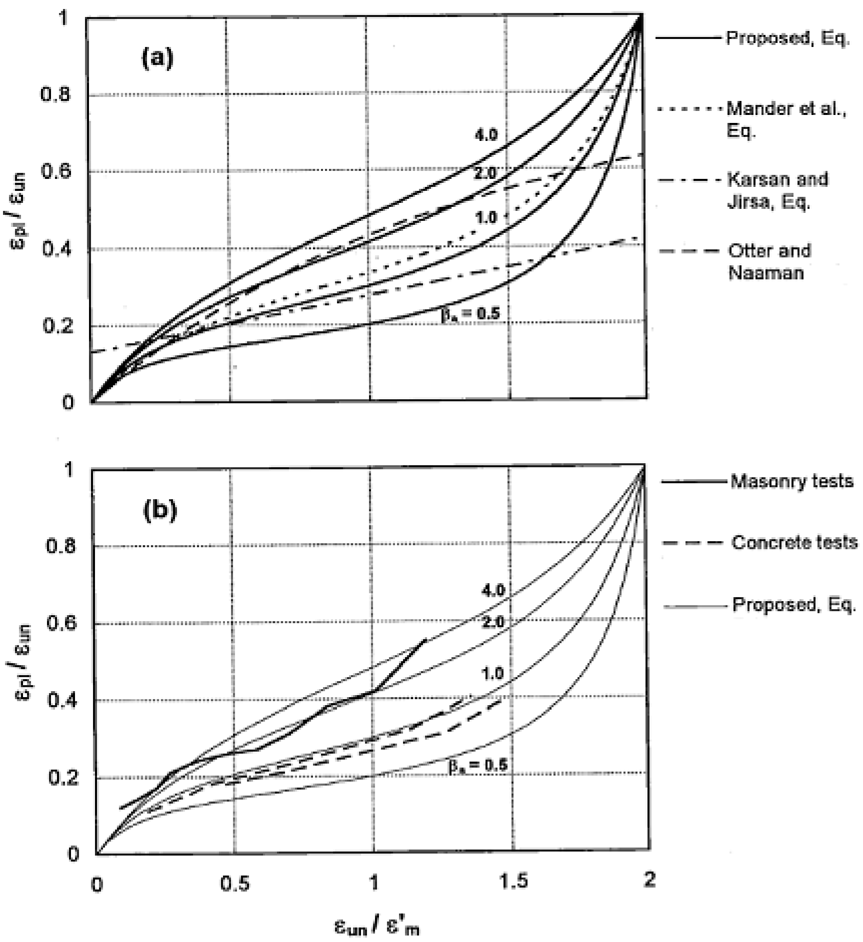
β_a : معامل تجريبي يسمح بحساب التشوه اللدن بطريقة أكثر عمومية .

وبتعويض إحداثيات النقطة المساعدة الجديدة ($\varepsilon_a = \beta_a |f'_m| / E_{mo}$ ، $f_a = \beta_a |f'_m|$) بالعلاقة (3-16) نحصل على علاقة التشوه اللدن التالية بدلاً من العلاقة (3-17):

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{\left(\varepsilon_{un} - \dfrac{\beta_a \; |f'_m|}{E_{mo}}\right) f_{un}}{f_{un} - \beta_a \; |f'_m|} \tag{19-3}$$

يوضح الشكل (3-5) (a) مقارنة بين الطرق التحليلية المختلفة المقترحة لحساب التشوه اللدن ε_{pl} وذلك وفقاً للعلاقات(3-16) و (3-17) و (3-19). حيث أن حساب ε_{pl} يعتمد على إحداثيات المنحني المغلف عندما يحدث التفريغ $(\varepsilon_{un}, f_{un})$. نتيجة لذلك ، تم افتراض أن علاقة التشوه – الإجهاد للمنحني المغلف ممثلة بالعلاقة (3-a1). رسمت بيانياً هذه النتائج لحالة $A_1 = 2.5$ و $A_2 = -0.25$ (انظر العلاقات (3-3) و (3-4)). اعتبرت أربعة قيم مختلفة لـ β_a لرسم العلاقة (3-19). لاحظ أن $\beta_a = 1$ توافق الطريقة المقترحة من قبل الباحثين Yankelevsky and Reinhardt [104] (العلاقة (3-17)) . تستطيع العلاقة المقترحة (3-19) تقريب القيم التي تم الحصول عليها من طريقة الباحث Mander [103] بشكل جيد جداً.

نستطيع أن نلاحظ في الشكل (3-5) انتشار هام للنتائج ما بين الطرق التحليلية، بشكل خاص عندما يبدأ التفريغ من تشوهات متوسطة إلى كبيرة $\varepsilon_{un}/\varepsilon'_m < 1$. تبرر هذه الحقيقة استخدام العلاقات (كالعلاقة (3-19)) التي يمكن تكييفها لتمثيل المواد المختلفة. تتأثر النتائج التي يمكن الحصول عليها من العلاقات (3-16) و (3-17) و (3-19) بالقيم المفروضة للتشوه النهائي ε_u وعامل المرونة الأولي E_{mo} الذي يضبط موقع النقطة A (انظر الشكل (3-4)). يوضح الشكل (3-5) (b) المقارنة بين النتائج التجريبية من الهرم الحجري المجرب من قبل الباحثين Naraine and Sinha [105] و النموذجين البيتونين من قبل الباحث Crisafulli [24]. لرسم المخططات البيانية (3-5) (a) و (3-5) (b) فرض أن $\varepsilon_{un}/\varepsilon'_m = 2$. رسمت نتائج التجارب بالمخطط (3-5) (b) باقتراح أن التشوه اللدن للجدار الحامل سيكون أكبر من الجدار البيتوني .



الشكل (3–5) : مقارنة مابين البيانات التجريبية والطرق التحليلية المقترحة لتقدير التشوه اللدن ε_{pl} كتابع لتشوه التفريغ ε_{un} [24].

أظهرت النتائج التجريبية أن تشوه الضغط يزداد (مباشرة بعدما يبدأ التفريغ)، نتيجة الميل السالب في منحني التفريغ. من المعتقد أن هذه الظاهرة سببها الزحف والاسترخاء في العينة ونظام التحميل. ولا يتوقع أن يحدث هذا التأثير تحت التحميل الزلزالي، ولذلك هو غير معتبر في النموذج المقترح. يعطى معامل المرونة الموافق لبداية منحني التفريغ E_{um} بالعلاقة التالية :

$$E_{un} = \gamma_{un} E_{mo} \qquad (20-3)$$

حيث:

γ_{um} : ثابت تجريبي ، تبدو قيم γ_{um} التي تتروح مابين 1.5 و 2.5 واقعية.

يعطى معامل المرونة المقابل للتشوه اللدن في منحني التفريغ $E_{pl,u}$ كتابع لمعامل المرونة الأولي E_{mo} ويعرف بالعلاقة التالية :

$$E_{pl,u} = \frac{\gamma_{pl,u} E_{mo}}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{un}}{\varepsilon'_m}\right)^{e_1}} \qquad (21-3)$$

حيث:

$\gamma_{pl,u}$ و e_1 ثوابت تجريبية .

يضبط الثابت e_1 تأثير ε_{un} في تخفيض الصلابة. إذا كان $e_1 = 0$ يكون هذا التأثير ملغيا، بينما من أجل القيم المتزايدة لـ e_1 فإن تأثير تشوه التفريغ ε_{un} في تخفيض المعامل $E_{pl,u}$ يكون أكثر أهمية. تلاءم قيم e_1 التي تتراوح مابين 1.5 و 2.5 بصورة كافية البيانات التجريبية. وتتراوح قيم الثابت $\gamma_{pl,u}$ مابين 0 و 1 .

3-2-3-3- العلاقة 3: لا إجهادات (No Stress):

تعتبر الحالة التراجعية الثالثة الحالات التي لا تتطور فيها الإجهادات في الجدار الحامل . تحصل هذه الحالة عند التشوهات الشادة $\varepsilon_m \geq 0$ ، عندما يتجاوز تشوه الضغط النهائي $\varepsilon_m \leq \varepsilon_u$ أو بعدما يوصل إلى مقاومة الشد ($\varepsilon_m \geq \varepsilon_{pl}$ هذا الافتراض مناقش بالفقرة 3-2-5).

3-2-3-4- العلاقة 4 و5: إعادة التحميل بعد التفريغ الكامل:
(Reloading after Complete Unloading)

تبدأ إعادة التحميل في الضغط عندما يصل تشوه الضغط ε_m إلى التشوه اللدن ε_{pl} ومن ثم تزداد إجهادات الضغط (متبعة طريقاً مختلفا لذلك الموافق للتفريغ) باتجاه المنحني المغلف. يكون شكل منحني إعادة التحميل معقدا، حيث يظهر انحناء مزدوجا بتقعر وسطي عند مجال الإجهادات المنخفض وانقلاب حاد في الانحناء قرب المغلف[106] .

تعطى إحداثيات النقطة التي فيها يتصل منحني إعادة التحميل مع المنحني المغلف بـ ($\varepsilon_m = \varepsilon_{re}$, $f_m = f_{re}$) (انظر الشكل (3-6)). افترض في هذا النموذج أن منحني إعادة التحميل يمثل بتركيب منحنين معرفين بالعلاقة (3-5). يمتد المنحني الأول (القاعدة 4) من النقطة التي تبدأ عندها إعادة التحميل (ε_{pl}, o) إلى النقطة الوسطية $(\varepsilon_{ch}, f_{ch})$. من ثم يستخدم المنحني الثاني (القاعدة 5) حتى يتم الوصول إلى مقاومة المغلف وكما هو موضح بالشكل (3-6). إن المنحني الناتج ومشتقاته مستمرة. ومن الممكن في هذه الطريقة تمثيل تغيرات الانحناء الملحوظة في تجارب الحجر وعينات البيتون بصورة كافية.

<u>القاعدة 4 :</u>

يعرف منحني إعادة التحميل في هذا الجزء طبقاً للعلاقة (3-5) حيث أن النقاط 1 و 2 توافق نقطة التغير $(\varepsilon_{ch}, f_{ch})$ ونقطة التلدن (ε_{pl}, o) على التوالي. تقع نقطة التغير على الخط المعرف بالنقاط $(\varepsilon_{un}, f_{un})$ و (ε_b, o) (كما هو موضح بالشكل (3-7)) عند مستوي الإجهاد f_{ch} أصغر من f_{re} :

$$f_{ch} = \beta_{ch} f_{re} \qquad (22-3)$$

يحسب تشوه إعادة التحميل ε_{re} و الإجهاد f_{re} كما هو مشروح في القاعدة 5. يتغير العامل β_{ch} من 0.5 إلى 0.9 للحصول على منحني إعادة تحميل مشابه لذلك الملاحظ بالتجارب. يعطى التشوه المقابل لنقطة التغير ε_{ch} بالعلاقة التالية :

$$\varepsilon_{ch} = \varepsilon_b + \frac{f_{ch}}{E_{ch}} \tag{23-3}$$

حيث:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{pl} + \alpha_{ch}\left(\varepsilon_{un} - \frac{f_{un}}{E_{un}} - \varepsilon_{pl}\right) \tag{24-3}$$

$$E_{ch} = \frac{f_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_b} \tag{25-3}$$

حيث :

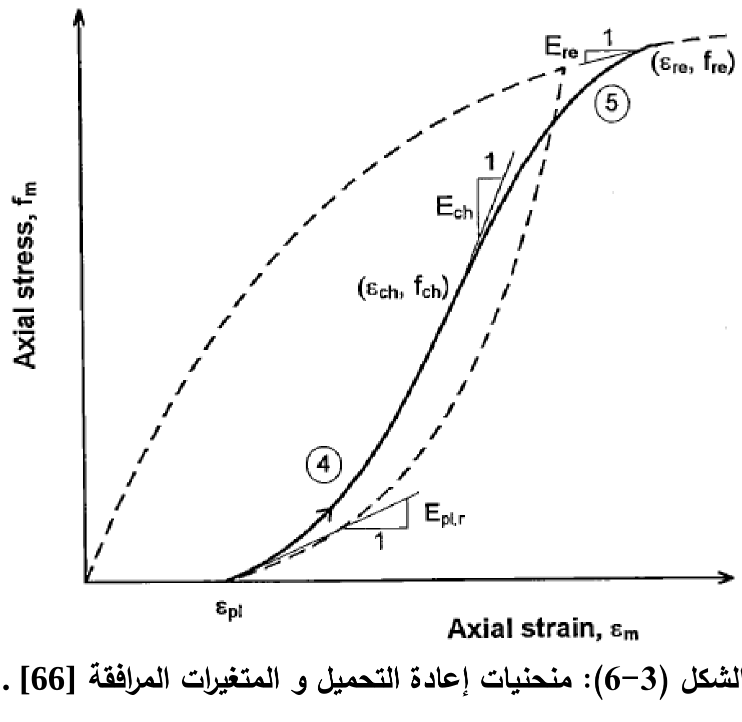
α_{ch} :المعامل الذي يضبط عرض الدورات التراجعية. تتراوح حدود هذا المتغير للتطبيقات العملية بين 0.1 و 0.7 للدورات العريضة و الضيقة، على التوالي.

يستخدم المعامل E_{ch} في العلاقة (3−25) كمعامل نهائي للقاعدة 4 ومعامل بدائي للقاعدة 5، مؤكداً الاستمرارية في المنحني الناتج. يعطى المعامل الموافق لنقطة التلدن عندما تبدأ إعادة التحميل (انظر الشكل (3−6)) بالعلاقة التالية :

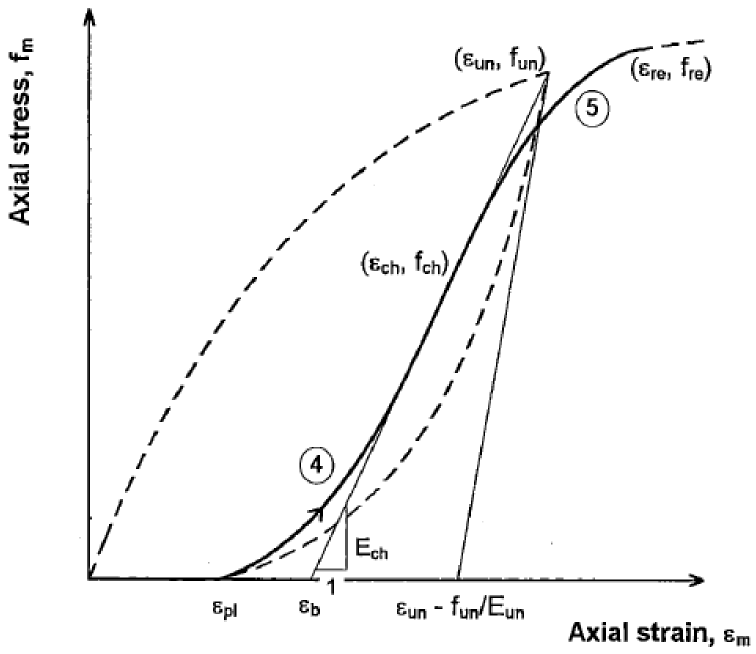
$$E_{pl,r} = \gamma_{pl,r}\ E_{pl,u} \leq E_{un} \tag{26-3}$$

حيث:

$\gamma_{pl,r}$ معامل أكبر من 0.1 ، و يمكن استخدام قيم تتراوح ما بين 1.1 إلى 1.5 لتلاءم البيانات التجريبية.



الشكل (3−6): منحنيات إعادة التحميل و المتغيرات المرافقة [66] .



الشكل (3−7): تعريف نقطة التغير لمنحني إعادة التحميل [66].

<u>القاعدة 5 :</u>

تطبق العلاقة (3−5) في هذه القاعدة التراجعية باعتبار أن النقطة 1 توافق نقطة إعادة التحميل على المنحني المغلف (انظر الشكل (3−7)). يعد التنبؤ بالتشوه ε_{re} مهمة صعبة. استخدم الباحث {M28} Mander منحني إعادة التحميل كمنحن خطي مدموج بمقطع انتقالي لقطع مكافئ. حسب التشوه ε_{re} كعلاقة تجريبية بالاعتماد على النقطة التي يحدث فيها التفريغ وإعادة التحميل وعلى نسبة مقاومة البيتون المطوق للبيتون غير المطوق. بينما حسب تشوه إعادة التحميل ε_{re} في الطريقة المقترحة من قبل الباحثين Yankelevsky and Reinhardt [104] كتقاطع للخط المعرف سابقاً مع المنحني المغلف. نتيجة لذلك، يجب أن تحل معادلة غير خطية لحساب ε_{re} عندما تبدأ إعادة التحميل. تبدي هذه الطريقة بعض المشاكل في حساب ε_{re} عندما يحدث إعادة تفريغ عند مستويات تشوه منخفضة أو متوسطة. وقد اقترح الباحثان Otter and Naaman [106] علاقة خطية لتقريب السلوك الفعلي الملاحظ في عملية إعادة التحميل. واستخدم الباحثان أيضا علاقة خطية لحساب ε_{re} ، بالاعتماد على تشوه إعادة التحميل والتشوه عند إجهاد الذروة.

أشار الباحثان Otter and Naaman [106] أن هذه العلاقة مقبولة بشكل جيد عند القيم الكبيرة من تشوه التفريغ، مع أنه يتطلب بعض التعديلات عندما يحدث التفريغ عند التشوهات الصغيرة.

تفترض الطريقة المقترحة من قبل الباحث Crisafulli [24] . أن تشوه إعادة التحميل ε_{re} يتناسب مع الفرق مابين تشوه التفريغ ε_{un} والتشوه الذي يحدث عندما تبدأ إعادة التحميل الذي هو في هذه الحالة ε_{pl} (تختلف هذه العلاقة من أجل الدورات التراجعية الصغيرة، انظر الفقرة 3−2−4−5):

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un} + \alpha_{re} (\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}) \qquad (27-3)$$

حيث:

α_{re} معامل تجريبي أكبر من الصفر ، و عادة ما تتراوح قيمته مابين 0.1 إلى 0.8 .

وجد أن الطريقة المقترحة من قبل الباحث Mander [103] مساوية للعلاقة (3−27) عندما يكون $\alpha_{re} = 0.26$ (بافتراض أنه لا يوجد تزايد في مقاومة الجدار الحامل بسبب التطويق). تتراوح قيم المعامل α_{re} ما بين 0.28 إلى 0.75 وذلك ووفقاً للبيانات التجريبية. ومع ذلك، فإن هذا المعامل من أجل القيم المتوسطة والكبيرة للتشوه غالباً ما يكون ثابتا بالقيمة الوسيطة0.33. و يمكن أن نوجد الإجهاد f_{re} المقابل للتشوه ε_{re} من العلاقة (3−1).

من الضروري أيضاً تعريف المعامل المماسي عند نهايتي المنحني، المعامل الأولي E_1 يساوي إلى E_{ch} (انظر العلاقة (3−25)) ، بينما معامل المرونة النهائي E_2 يعتمد على تشوه التفريغ[24] :

$$E_2 = E_{re} \qquad \text{if } \varepsilon_{un} > \varepsilon'_m$$
$$E_2 = 0.5\ E_s \qquad \text{if } \varepsilon_{un} \le \varepsilon'_m \qquad (28-3)$$

حيث :

E_{re} : المعامل المماسي للمنحني المغلف المقابل لنقطة إعادة التحميل (انظر الشكل (3−6)). توجه العلاقة (3−28) (بقدر المستطاع) لتخفض التغيرات المفاجئة في الصلابة .

3−2−4− الدورات التراجعية الصغيرة (Small Cycle Hysteresis):

3−2−4−1− مقدمة عامة (General Introduction):

اقترحت في الفقرة السابقة علاقات أساسية للسلوك الدوري بحلقات تبدأ وتعود إلى المنحني المغلف وبانقلاب وحيد بالاتجاه بعد التفريغ الكامل. لكن من الممكن أن تحدث الانقلابات في أي مكان من تاريخ التحميل. لذلك، يتضمن النموذج المقترح أيضاً وصف لهذه الانقلابات التي تدعى بالحلقات الداخلية(الدورات التراجعية الصغيرة). أعتبر تأثير الحلقات الداخلية بصعوبة في تطوير الطرق التحليلية. تعود واحدة من أولى المحاولات لأخذ هذا التأثير بالحسبان إلى الباحثينOtter and Naaman [106]. حيث افترضا أن تشوه التفريغ يزداد في كل وقت تبدأ فيه إعادة التحميل، الأمر الذي يشير إلى أن تشوه التفريغ اعتبر كمؤشر للأذى. في هذا النموذج ، يزداد أيضاً التشوه اللدن كنتيجة للحلقات التراجعية الصغيرة (حيث التشوه اللدن يتعلق مباشرة بتشوه التفريغ، انظر الفقرة 3−2−3−2). يمكن أن يمثل تحليلياً السلوك المعقد الملاحظ أثناء التجارب المخبرية بحلقات تراجعية صغيرة فقط بالاحتفاظ بتسجيل زمني للتحميل السابق. أجريت التجارب باستخدام الاسطوانات البيتونية القياسية، وذلك بسبب نقص البيانات. والهدف الرئيسي لهذه التجارب هو جمع معلومات نوعية لآلية هذا النموذج. وبالرغم من حقيقية أن النموذج التحليلي طور للجدران الحاملة ، فإن البيتون المستوي يظهر سلوك مشابه للجدار الحامل، ذلك كون أنهما الاثنان يعتبران مواد هشة بمقاومة ضعيفة للشد .

3−2−4−2− الاختبارات الدورية (Cyclic Tests):

اختبرت خمسة اسطوانات قياسية تحت حمولة دورية ضاغطة في جامعة [24]

Avery Universal Testing Machine at the University of Canterbury

وكان شكل الإطار المحمل بأربعة أعمدة فولاذية استخدمت لتضبط الاستجابة عندما تحدث إجهادات التلين softening . وأثناء التجارب ، طبقت حمولة الضغط على العينة التي قيست بخلية قياس الحمولة المطبقة التي

تقابل تشوه يقاس بجهاز LVDT. حدد الطول المقاس بـ 100m بواسطة حلقتين فولاذيتين. وصل لوحة بيانات رقمية إلى كمبيوتر شخصي لتحويل الإشارات وحفظ البيانات للتحليل اللاحق . أخضعت العينات إلى مزيج مختلفة من الحلقات الكاملة والداخلية. وطور مسار التحميل بهدف التحقيق من استجابة المادة عندما تتعرض لحلقات داخلية وتأثير هذه الحلقات على الاستجابة العامة. وحصل على النتائج التالية :

1- لا يتأثر التشوه اللدن ε_{pl} بالحلقات الداخلية.

2- تزيد الحلقات الداخلية المتعاقبة من تشوه إعادة التحميل ε_{re} .

3- تبقى الحلقات الداخلية ضمن الدائرة المعرفة لمنحنيات التفريغ و إعادة التحميل الكاملة.

4- لا تظهر نقطة انعطاف في منحنيات التفريغ، بينما تستطيع أن تبدي منحنيات إعادة التحميل تغير في اتجاه تقعرها، بالاعتماد على النقطة التي يبدأ عندها منحني التحميل.

3-2-4-3- التفريغ من القاعدة 4 أو 5 (Unloading from Rule 4 or 5) :

تستخدم العلاقة (3-5) عندما يحدث التفريغ من القاعدة 5 ($\varepsilon_{ch} < \varepsilon_m \le \varepsilon_{ch}$) فيعتبر معامل المرونة الأولي مساوياً إلى [24] :

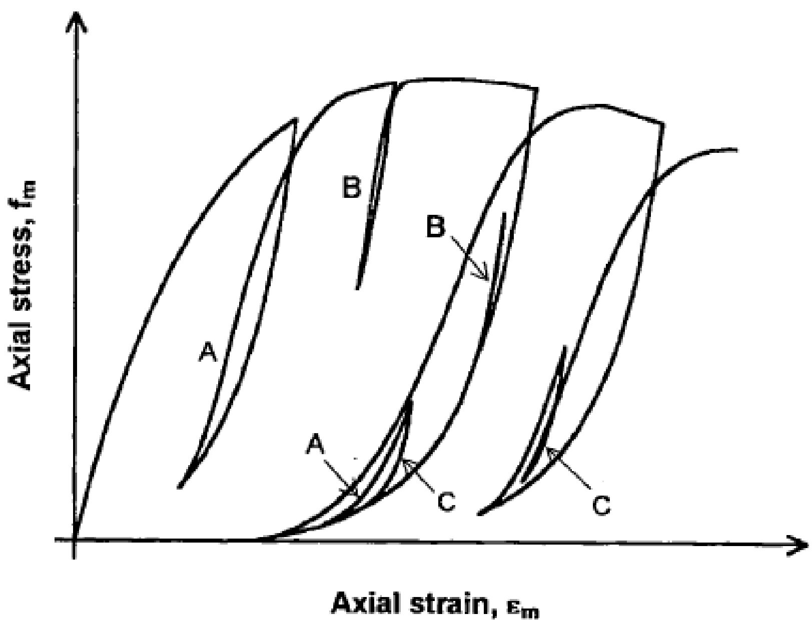
$$E_l = 2\,E_t \le E_{un} \tag{29-3}$$

حيث:

E_t : معامل المرونة الموافق للنقطة التي يبدأ التفريغ عندها.

E_{un} : معامل المرونة الموافق لبداية منحني التفريغ ويحسب من العلاقة (3-20).

هذه الحالة معرفة بالشكل (3-8) بالمنحنيات C .



الشكل (3-8): الاستجابة النموذجية الدورية للدورة التراجعية الصغيرة [24].

3-2-4-4- إعادة التحميل من القاعدة 2 (Reloading from Rule 2):

تحدث هذه الحالة عندما يكون $\varepsilon_m < \varepsilon_{pl}$ ، ونعتبر في هذه الحالة حلين مختلفين بالاعتماد على نقطة التغير والنقطة التي يحدث عندها انقلاب التشوه وتبدأ عندها إعادة التحميل (إحداثيات هذه النقطة هي $\varepsilon_m = \varepsilon_{re,i}$ و $f_m = f_{re,i}$ انظر الشكل (3-9)) .

<u>**الحالة A :**</u> إذا كان $\varepsilon_{re,i} \geq 0.9\ \varepsilon_{ch}$ و $f_{re,i} \geq 0.9\ f_{ch}$

تتبع إعادة التحميل في هذه الحالة القاعدة 4 حتى نقطة التحول، ثم تعود إلى نقطة إعادة التحميل باستخدام القاعدة 5. وتكون إحداثيات النقطة1 نفس إحداثيات النقطة1 المذكورة بالفقرة 3-2-3-4. أما النقطة 2 (في هذه الحالة) هي النقطة التي تبدأ عندها إعادة التحميل ، وقيمة المعامل المماسي هي أصغر القيمتين التاليتين[24] :

$$E_2 = 1.2\ E_t \quad \text{or} \qquad (30-3)$$
$$E_2 = 0.9\ E_s$$

حيث :

E_t : : معامل المرونة الموافق للنقطة التي تبدأ عندها إعادة التحميل.

E_s: المعامل القاطع للمنحني بين النقاط 1,2 معرف بالعلاقة (3-8).

هذه الحالة مشروحة بالشكل (3-8) بخطوط إعادة التحميل A .

<u>**الحالة B :**</u> إذا كان $\varepsilon_{re,i} < 0.9\ \varepsilon_{ch}$ و $f_{re,i} < 0.9\ f_{ch}$

تتبع إعادة التحميل في هذه الحالة القاعدة 5 مباشرة (انظر المنحنيات B في الشكل (3-8)) ، من النقطة التي يحدث عندها الانقلاب (النقطة1، في العلاقة (3-5)) إلى نقطة إعادة التحميل (النقطة2) . يأخذ المعامل الأولي كأكبر القيمتين[24] :

$$E_1 = 2.0\ E_t \leq E_{un} \quad \text{or}$$
$$E_1 = 1.2\ E_s \leq E_{un} \qquad (31-3)$$

حيث:

E_s: المعامل القاطع للمنحني بين النقاط 1,2 معرف بالعلاقة (3-8).

3-2-4-5- الضرر التراكمي نتيجة الدورات التراجعية الصغيرة :

(Accumulative Damage Due to Small Cycle Hysteresis):

تسبب الدورات الداخلية ضررا تراكميا، والذي ينتج زيادة في تشوه إعادة التحميل ε_{re} وتغير طفيف في شكل منحنيات إعادة التحميل. يلاحظ هذا التأثير بوضوح في النتائج التجريبية المسجلة في الأبحاث[98]،[105] . إن اعتبار هذا التأثير في النموذج التحليلي مربك ومتعب بسبب النقص في المعلومات التجريبية الكاملة. وقد طبقت الطريقة التالية في النموذج المقترح لاعتبار هذا التأثير[24] :

<u>الخطوة 1 :</u> عندما يحصل التفريغ من المنحني المغلف يبتدئ بشكل أولي تشوه إعادة التحميل ك $\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un}$.

<u>الخطوة 2 :</u> عندما يحدث التفريغ أيضاً من المنحني المغلف أو من حلقة داخلية عند مستوي تشوه أكبر من تشوه التفريغ السابق($\varepsilon_{un,i} < \varepsilon_{un}$)، يوضع عداد الدورات n_{cy} صفرا. وفي الحالة المذكورة أنفاً، يحدث تشوه

التفريغ أيضاً وبالتالي $\varepsilon_{un,i} = \varepsilon_{un}$ (انظر الشكل (3−9)) .

الخطوة 3: في كل مرة يحدث فيها انقلاب بالتشوه وإعادة تحميل، يزداد فيها عداد الدورات و تصبح $n_{cy} = n_{cy,i} + 1$.

الخطوة 4: تحسب الزيادة في تشوه إعادة التحميل $\Delta\varepsilon_{re}$ الموافقة للدورة n_{cy} من العلاقة التالية :

$$\Delta\varepsilon_{re} = \frac{\alpha_{re}}{n_{cy}^{e_2}} (\varepsilon_{un,i} - \varepsilon_{re,i}) \tag{32-3}$$

حيث :

$\varepsilon_{un,i}$ و $\varepsilon_{re,i}$ تشوهات التفريغ وإعادة التحميل من الحلقة الداخلية على التوالي.

e_1 دليل أسي تجريبي أكبر من الصفر .

α_{re} معامل استخدم بالعلاقة (3−27).

تحسب الإجهادات الموافقة لنقطة إعادة التحميل f_{re} من العلاقة (3−1) حيث $\varepsilon_m = \varepsilon_{re}$.

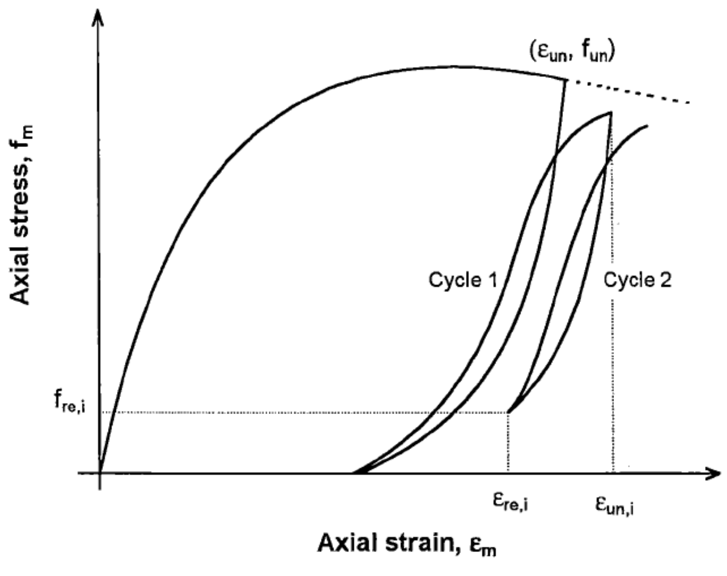
الخطوة 5 : يحسب التشوه الموافق لنقطة التغير ε_{ch} من العلاقة (3−23)، بينما يعطى الإجهاد f_{ch} بالعلاقة التالية :

$$f_{ch} = \frac{\beta_{ch}\, f_{re}}{n_{cy}^{0.4}} \tag{33-3}$$

ووفقاً للعلاقة (3−33) فإن الإجهاد f_{ch} يتناقص بازدياد عدد الدورات الداخلية. لكن هذا التناقص محدود بالشرط التالي:

$$f_{ch} \le 0.5\, f_{re} \tag{34-3}$$

قورنت الطريقة المقترحة لتمثيل تأثيرات تراكم التشوهات والانخفاض الدوري الملاحظ بالتجارب المخبرية وبالنتائج التجريبية للاختبارات المجرى من قبل الباحث Crisafulli [24] وقد أعطت توافقا جيدا.



الشكل (3−9): التشوهات الحدية المرافقة للدورة التراجعية الصغيرة [24].

3-2-5- سلوك الشد للجدار الحامل القاعدة 6 :
(Tensile Behaviour of Masonry-Rule 6)

لقد تم التحقق في سلوك الشد بالجدار بصعوبة. حيث أنه و بالرغم من وجود بعض المعلومات التجريبية المتعلقة بسلوك الشد تحت تأثير التحميل باتجاه واحد، لكنه من الصعب أن نجد نتائج للتجارب الدورية. ولهذا السبب فان النموذج المقترح يعتمد بشكل رئيسي على البيانات التجريبية التي توافق البيتون العادي. و لقد افترض أنه في الحالة التي لا يأخذ فيها الضغط السابق مكانه، فإن علاقة الإجهاد – التشوه للشد تكون خطية مرنة حتى يتم الوصول إلى مقاومة الشد f'_t . و يحدث انهيار هش للمادة عند تلك النقطة التي لا تستطيع أن تقاوم إجهاد الشد. ويفترض أن معامل المرونة بالشد مساو إلى المعامل الأولي على الضغط E_{mo} (انظر الشكل (3–10) الخط A- O). كما أنه لا يعتبر تأثير تلدن الشد في النموذج.

درس الباحثان Moria and Kaku (كما هو مسجل في المرجع [103]) تأثير التحميل السابق في الضغط على سلوك الشد في البيتون. ووجدت هذه الأبحاث أن تشوهات الضغط السابقة زمنياً أدت لانخفاض في مقاومة الشد ومعامل المرونة. وتفترض مقاومة الشد مساوية للصفر في حالة $\varepsilon'_m < \varepsilon_{pl} \leq 0$ ، ويحسب هذا التأثير وفقاً للعلاقات التالية :

$$f_t = f'_t \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon'_m} \right) \tag{35-3}$$

$$E_t = E_{mo} \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon'_m} \right) \tag{36-3}$$

حيث:

f_t مقاومة الشد المخفضة .

E_t معامل المرونة .

ε_{pl} تشوه التلدن الأكبر المطور من دورات الضغط السابقة .

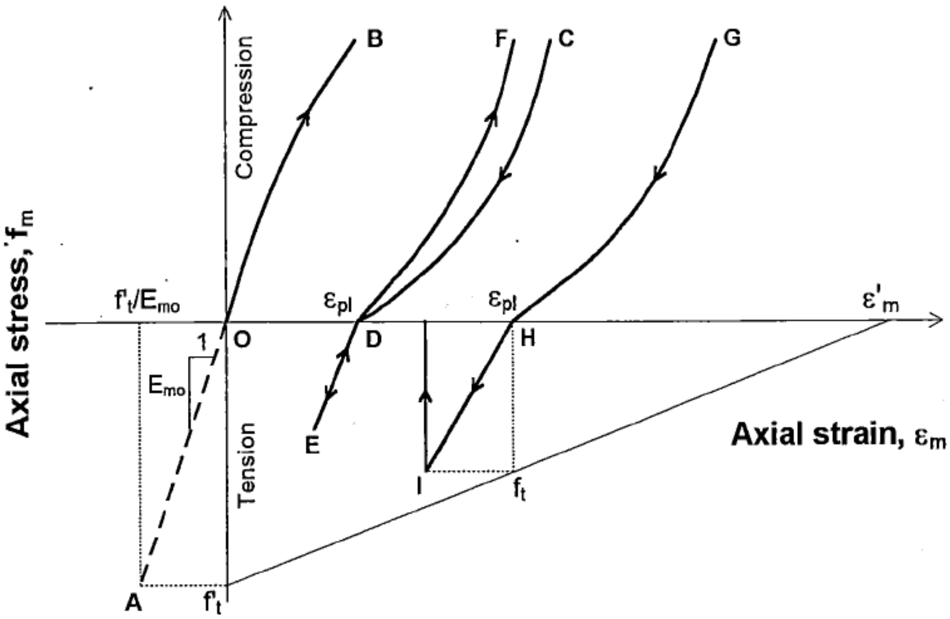
وافترض أن علاقة إجهاد – تشوه في الشد تتبع إلى علاقة خطية :

$$f_m = E_t \left(\varepsilon_m - \varepsilon_{pl} \right) \tag{37-3}$$

إن العلاقة (3–37) أيضاً مقبولة إذا الضغط لم يأخذ مكانه السابق وباعتبار $\varepsilon_{pl} = 0$.

يوضح الشكل (3–10) مثالاً لسلوك الشد المتبع في النموذج المقترح. في البداية ، طبقت دورة ضغط (المنحني O – B – C – D) والتي تؤثر على استجابة الشد اللاحقة. عندما يتناقص مقدار التشوه ، يحدث تحميل الشد متبعاً للعلاقة (3–37)(الخط D –E). عندما ينعكس التشوه قبل الوصول إلى مقاومة الشد المخفضة ، f_t ، (النقطة E) فإنه يحدث تفريغ خطي يتبع نفس الطريق. تطبق لاحقاً دورة ثانية (المنحني D – F – G – H). وتحدث حمولة الشد ثانية ، وعلى أية حال ، فإن مقاومة الشد ومعامل المرونة أصغر في هذه الحالة لأن التشوه

اللدن يزداد. ويتضخم إجهاد الشد حتى يصل إلى مقاومة الشد f_t ويحدث انهيار الشد (الخط H-I) . بعد ذلك لا يمكن مقاومة إجهادات الشد في الدورات المستقبلية .



الشكل (3−10): النموذج المفترض لسوك الشد للجدار الحامل [66].

3−2−6− تأثيرات الاتصال المحلي للمادة المتشققة على الاستجابة التراجعية :

(Local Contact Effect of Cracked Material on the Hysteretic Response)

عادة ما يفترض أن الجدار الحامل المتشقق (أو البيتون) لا يستطيع أن يتحمل إجهادات ضاغطة حتى تغلق الشقوق بشكل كامل. لاحظ الباحث Bolongatel [107] أثناء التجارب على عناصر البيتون المسلح أن تأثيرات الاتصال تصبح أكثر أهمية كلما أصبح عرض الشقوق أكبر. يشرح هذا السلوك باعتبار أن جسيمات صغيرة تتقشر أثناء التشقق وتبقى ضمن الشقوق، وينتقل الضغط تدريجياً عبرها. وقد اعتبر تأثير إغلاق الشقوق مع تطور إجهادات الضغط في النمذجة التحليلية لاستجابة البيتون في عدة أبحاث منها [107].

بالاعتماد على الاعتبارات السابقة، افترض أن إعادة التحميل تبدأ من التشوه المعطى ε_m إذا ما حقق الشرط التالي (انظر الشكل (3−11)) :

$$\varepsilon_m \le \varepsilon_{pl} \quad \text{or} \quad \varepsilon_m \le \varepsilon_{cl} \qquad (38-3)$$

حيث:

ε_{cl} : هو تشوه الإغلاق الذي يفترض عنده أن الشقوق أغلقت جزئياً و إجهادات الضغط يمكن أن تقاوم. تعطى قيمة ε_{cl} كبيانات مدخلة في النموذج.و تدل القيمة السالبة الكبيرة لـ ε_{cl} (كمثال $\varepsilon_{cl} < \varepsilon_u$) على أن تأثيرات الاتصال في الشقوق لا يمكن اعتبارها لأن الشرط الأول من العلاقة (3−38) دوماً يضبط عملية إعادة التحميل.

يعرف منحني إعادة التحميل باستخدام القاعدة 4 ، كما هو مشار إليه بالفقرة 3−2−3−4. أما معامل المرونة E_2 فيعرف بطريقة مختلفة، عندما تبدأ إعادة التحميل عند التشوه $\varepsilon_m > \varepsilon_{pl}$ (الذي يدل أن $\varepsilon_{cl} > \varepsilon_{pl}$) فإن

معامل المرونة عند بداية المنحني هو:

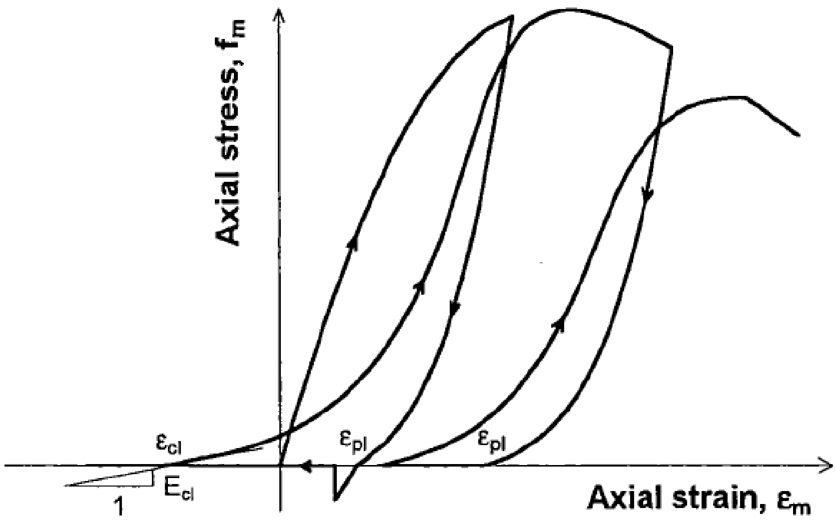
$$E_2 = E_{cl} \qquad \text{if } 0 < \varepsilon_m \le \varepsilon_{cl}$$

$$E_2 = E_{cl} + \left(E_{pl,r} - E_{cl}\right)\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{pl}} \qquad \text{if } \varepsilon_{pl} < \varepsilon_m \le 0 \qquad (39-3)$$

حيث:

$E_{pl,r}$: معامل إعادة التحميل المعرف بالعلاقة (3–26) و E_{cl} يساوي إلى $0.15\ E_{pl,r}$. و يحدد المعامل المماسي الموافق للنقطة 2 بالشرط التالية $E_2 \le 0.2E_1$ و $E_2 \le 0.9E_s$ للحصول على تحول أنعم في المنحني .

يوضح الشكل (3–11) مثال للاستجابة الدورية، حيث تأثيرات الاتصال معتبرة. تبدأ إعادة التحميل بعد الدورة الأولى من تشوه يساوي إلى ε_{cl}. تكون الاستجابة طفيفة في البداية وتصبح أقوى حتى الوصول إلى منحني إعادة التحميل العادي. تحدث عملية إعادة التحميل الثانية مباشرة بعدما ينقلب التشوه بحدوث تشوه أصغر من ε_{cl} (العلاقة (3–38)). ينتج اعتبار تأثيرات الاتصال حلقات تراجعية أصغر وزيادة تدريجية في إجهاد الضغط في عملية إعادة التحميل.



الشكل (3–11) : تأثيرات الاتصال المحلية للجدار الحامل المتشقق وفقاً للنموذج المقترح [24].

يحدث حل خاص عندما ينعكس التشوه بعدما يحدث انهيار الشد بدون ضغط سابق. في هذه الحالة ، يفترض أن إجهاد الضغط يمكن أن يقاوم بالمادة المتشققة عندما تكون العلاقة (3–38) محققة .

تعرف علاقة الإجهاد – التشوه بالقاعدة 4 كما ذكر بالفقرة السابقة. مع ذلك ، تعتبر بعض الاختلافات في هذه الحالة، حيث يذهب المنحني المتحول إلى النقطة الواقعة على منحني الضغط المغلف (النقطة 1). و يعرف التشوه ε_1 بالعلاقة $\varepsilon_1 = -f_t / E_{m0}$. ويعتمد المعامل المماسي عند نهايات المنحني المتحول كالتالي: E_1 تساوي المعامل المماسي للمنحني المغلف (لذلك الاستمرارية في الانحدار مؤكدة) و $E_2 = 0.01\ E_{m0}$.

3-2-7- ملخص القواعد التراجعية (Summary of the Hysteresis Rules) :

يعطى المنحني المغلف في الضغط – القاعدة 1 – بالعلاقة (3-1). بينما يمثل السلوك تحت تاثير إجهادات الشد بالعلاقة (3-37). ونحتاج إلى تعريف خمسة خصائص للجدار الحامل بالمنحني المغلف هي :

1- مقاومات الشد والضغط f'_m, f'_t .

2- التشوه عند أعظمى إجهاد ε'_m .

3- التشوه غير المحدد ε_u .

4- معامل المرونة E_{m0} .

5- يمكن اعتبار تأثيرات الاتصال في المادة المتشققة بوضع قيمة ملائمة للمتغير ε_{cl} .

تمثل منحنيات التفريغ وإعادة التحميل في النموذج المقترح وفقاُ للعلاقة العامة (3-5). يعرف هذا المنحني عند كل حالة بإعطاء الإحداثيات والمعامل المماسي عند نهايتي المنحني. يلخص الجدول (3-1) المتغيرات المستخدمة في منحنيات التفريغ والتحميل.وقد استخدمت تسعة ثوابت تجريبية لحساب المتغيرات المختلفة المرافقة للسلوك الدوري. ومن الممكن في هذه الطريقة أن يعدل النموذج ليلاءم المجال الواسع للنتائج التجريبية، حتى للمواد المختلفة.

الجدول (3-1): متغيرات التفريغ و إعادة التحميل المستخدمة بالعلاقة (3-5).

الحالة	ε_1	f_1	E_1	ε_2	f_2	E_2
القاعدة 2(من1)	ε_{un}	f_{un}	E_{un}	ε_{pl}	0	$E_{pl,u}$
القاعدة 2(من4)	ε_{un}	f_{un}	$2E_t \leq E_{un}$	ε_{pl}	0	$E_{pl,u}$
القاعدة 2(من5)	ε_{un}	f_{un}	E_{un}	ε_{pl}	0	$E_{pl,u}$
القاعدة 4(من2)	ε_{ch}	f_{ch}	E_{ch}	ε_{pl}	0	$1.2E_t \leq E_{un}$ $or 0.9E_s \leq E_{un}$
القاعدة 4(من3)	ε_{ch}	f_{ch}	E_{ch}	ε_{pl}	0	$E_{pl,r}$
القاعدة 5(من2)	$\varepsilon_{re,j}$	$f_{re,j}$	$2E_t \leq E_{un}$ $or 1.2E_s \leq E_{un}$	ε_{re}	f_{re}	$E_{re} or\ 0.5E_s$
القاعدة 5(من4)	ε_{ch}	f_{ch}	E_{ch}	ε_{re}	f_{re}	$E_{re} or\ 0.5E_s$

أجريت مقارنة ما بين البيانات التجريبية ونتائج تحليلية باستخدام النموذج المقترح من قبل الباحث Crisafulli [24] ، [66] ، [68]. ودلت النتائج أن النموذج المقترح كاف لتمثيل سلوك الضغط للجدران الحاملة.

إن الصفة الأكثر أهمية في النموذج المقترح أنه قادر على حفظ تسجيل للحمولة الزمنية واستخدام الثوابت التجريبية المناسبة للنتائج التي نحصل عليها من المواد الهشة المختلفة. وهذه ميزة مهمة عندما تقارن بالنماذج التحليلية الأخرى، والتي حددت وضعا واحدا من النتائج التجريبية. ومن المهم أيضاً ملاحظة أن كل منحنيات التفريغ والتحميل تمثل بنفس التغير، بالرغم من التعقيد في استجابة السلوك الدوري. والميزة الأهم هي أن الخوارزمية المقترحة لا تتطلب أي تكرار وجميع الحسابات بسيطة وغير معقدة.

3-3- النموذج التحليلي للسلوك الدوري للحجر في القص :
(Analytical Model For Behaviour Masonry in Shear)

3-3-1- مقدمة عامة (General Introduction):

نقدم في هذه الفقرات نموذجا جديدا مقترح من قبل الباحث Crisafulli [24] لتمثيل السلوك الدوري لجدران الحاملة في القص. تم توجيه النموذج المطور هنا لتمثيل سلوك القص عندما يحدث انهيار الرابط على طول سوقات المونة أي للحالات التي يكون فيها القص مسيطرا . تكون الاستجابة الدورية للجدران الحاملة في القص بسيطة بالمقارنة مع السلوك تحت الضغط . يمثل سلوك القص في النموذج المقترح بقاعدتين تراجعيتين (القاعدة 1و2) (انظر الشكل(3-12))

3-3-2- الاستجابة المرنة - القاعدة 1- (Elastic Response):

يفترض أن سلوك القص لسوقات المونة مرنا طالما أنه لم يتم الوصول إلى مقاومة القص النهائية. لذلك ، تعطى العلاقة ما بين إجهاد القص τ وتشوه القص γ كالتالي[66]:

$$\tau = G_m \gamma \qquad (3-40)$$

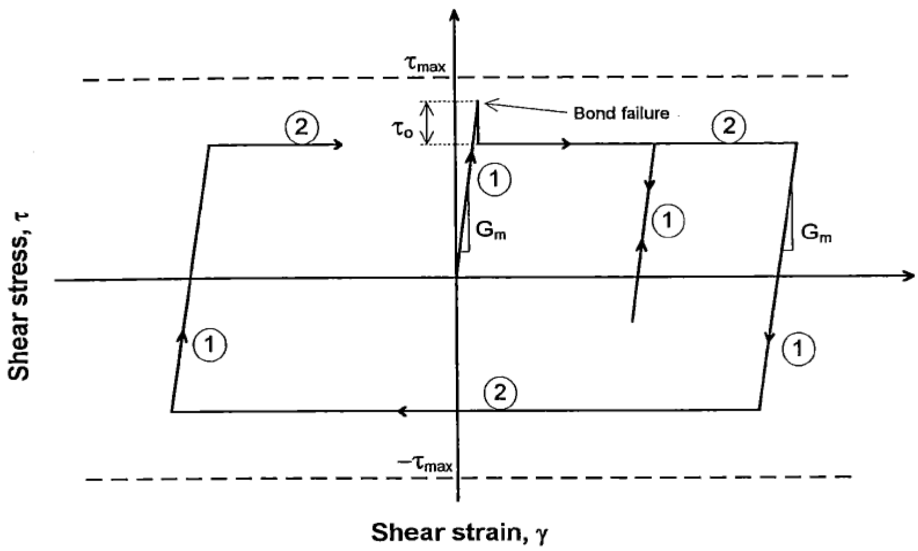
حيث G_m معامل القص . يتبع التفريغ و إعادة التحميل في المجال اللدن العلاقة (3-40).

تقدر مقاومة القص النهائية تبعاً إلى لآلية رابط – احتكاك، حيث أن مقاومة الرابط τ_0 تجمع مع مركب احتكاكي يعتمد على معامل الاحتكاك μ وإجهاد الضغط f_n في الاتجاه المتعامد لسوقات المونة [66] :

$$\tau_m = \tau_o + \mu \left| f_n \right| \le \tau'_{max} \quad \text{if } f_n < 0 \qquad (3-41)$$

$$\tau_m = \tau_o \quad \text{if } f_n \ge 0$$

يمثل الإجهاد τ'_{max} أعلى حد لمقاومة القص لأنه يوجد برهان تجريبي وتحليلي يدل على أن العلاقة (3-41) غير مقبولة للقيم المتوسطة والعالية من إجهاد الضغط. ومن الجدير بالملاحظة أن قيم متحولات القص τ_0 و μ يجب أن تعتمد لتعكس المقاومة الحقيقية للجدار الحامل.



الشكل (3-12): الاستجابة التحليلية لاستجابة القص الدورية لسوقات المونة [66].

3–3–3– الانزلاق – القاعدة 2 – (Sliding):

ينكسر الرابط بين المونة و البلوك عند الوصول إلى مقاومة القص، وتتشكل الشقوق في المنطقة المتأثرة. في هذه المرحلة ينزلق جزء من الجدار أما بالجزء الأخر فتبقى فيه لآلية الاحتكاك فقط:

$$\tau = \mu_r \,|f_n| \le \tau'_{max} \qquad \text{if } f_n < 0 \qquad (42\text{–}3)$$

$$\tau = 0 \qquad \text{if } f_n \ge 0$$

حيث:

μ_r المعامل المتبقي للاحتكاك .

تعتبر تشوهات القص كمتغير للانتقال في هذا النموذج التحليلي. بالرغم من ذلك استخدام التشوهات غير صحيح بصورة قاطعة لأن الانتقال الكلي غير مؤسس فقط من التشوهات المرنة بل أيضاً من الانتقال النسبي على طول الشقوق. ويمكن أن تحل هذه المشكلة باستخدام صياغة تعتمد على علاقة القوة – الانتقال. لذلك ، تحول تشوهات القص إلى انتقالات أفقية والتي يمكن أن تضاف مباشرة إلى الانتقالات النسبية بين سطوح الشقوق .

3–3–4– التفريغ وإعادة التحميل بعد انهيار الرابط – القاعدة 2 – :

(Unloading and Reloading after the Bond Failure) :

يفترض في النموذج أن التفريغ وإعادة التحميل بعد انهيار الرابط يتبع علاقة خطية. لذلك ، يمكن أن تمثل هذه العملية بالقاعدة – 1 – باستخدام العلاقة (3–40). يزيد خط إعادة التحميل إجهاد القص حتى يصل إلى مقاومة القص النهائية (بالعلاقة (3–42)) ويبدأ الانزلاق ثانية. كما هو موضح بالشكل(3–12).

3–3–5– تأثير الإجهاد الطبيعي f_n (Effect of the Normal Stress):

وفقاً لآلية احتكاك الرابط المتخذة لتمثيل سلوك الجدارن الحاملة في القص، فإن الإجهاد الطبيعي f_n يعتمد على مستوي إجهاد القص. كما هو مشار بالعلاقات (3–41) و (3–42)، يزداد إجهاد القص كنسبة مباشرة لإجهاد الضغط f_n . لكن فرض أن f_n تبقى ثابتة في الشكل (3–12). وعادة ما يتغير الإجهاد الطبيعي f_n عندما يتشوه الجدار في القص عندما تتعرض الجدران إلى التحميل الدوري أو الديناميكي وبالتالي فان شكل الحلقات التراجعية يمكن أن يختلف بصورة ملحوظة عن تلك المشروحة بالشكل (3–12).

3–4– النتائج (Conclusions):

1) اقترح الباحث Crisafulli [24] نموذجا تحليليا جديدا لتمثيل السلوك المحوري التراجعي للجدران الحاملة الحاملة. و يعرف المنحني المغلف في الضغط بعلاقة Sargin [100]، بينما يفترض السلوك في الشد خطي مرن. مثلت منحنيات التفريغ وإعادة التحميل بعلاقات عامة والتي تمر عبر نقطتين معرفيتين سابقا حيث ميل المنحني أيضاً مفروض. يمكن أن نعتبر تأثيرات الاتصال في المواد المتشققة .وقد أظهرت المقارنة مابين النتائج التجريبية المختلفة والنتائج التحليلية التي تم الحصول عليها باستخدام النموذج المقترح [24] ، [66] ، [68] توافقا جيد جداً.

2) السلوك الدوري المحوري معقد جداً ولا يوجد معلومات تجريبية كافية تتعلق بهذه الناحية. لذلك ، استخدمت أيضاً البيانات التجريبية التي تم الحصول عليها من النماذج البيتونية لتدرج في النموذج. تشير نتائج التجارب أن المواد الهشة ، مثل الجدار الحامل و البيتون تبدي سلوكا متشابها .

3) من الممكن تكييف الخوارزمية المقترحة لتمثيل السلوك الدوري للجدار بسهولة لوصف السلوك للمواد الهشة المختلفة.

4) يخضع السلوك الدوري للجدار الحاملة إلى قوى قص يحكم بشكل رئيسي بسلوك سوقات المونة . ويمكن أن يمثل هذا السلوك وفقاً لآلية رابط – احتكاك عندما تكون الاستجابة مرنة. وعندما ينهار الرابط بين المونة و البلوك ينزلق جزء من الجدار الحامل فيمثل السلوك وفقاً لآلية الاحتكاك فقط .

الفصل الرابع

النموذج المقترح لتحليل الإطارات المليئة

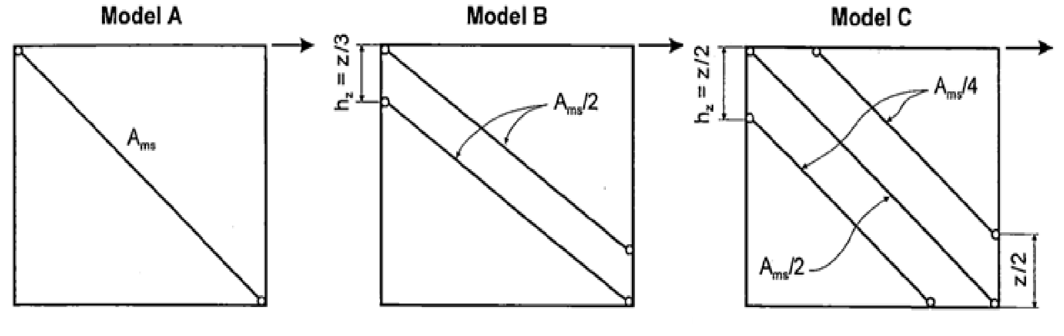
PROPOSED MODELS FOR THE ANALYSIS OF INFILLED FRAMES

4-1- مقدمة (Introduction) :

استخدمت عدة أنواع مختلفة من النماذج لتحليل المنشآت الإطارية المليئة. لكل نموذج مساوئ ومحاسن و يعتمد اختيار النموذج على خصائص كل حالة. ووفقاً لأغراض هذه الدراسة، فإن النموذج البسيط و المعقول فيزيائياً هو الخيار الأفضل. وعند تطوير النموذج التحليلي للإطار المليء، يكون الافتراض الرئيسي هو الاعتبار المنطقي للخصائص الخاصة بالجدران الحاملة التي تتكيف مع تمثيل الاستجابة التراجعية. ومن المرغوب أيضاً أن يكون النموذج قادر على تمثيل الأنماط المختلفة للانهيار الملاحظة في الإطارات المليئة. لكن من الصّعبِ تَطوير نموذج عامّ يُمْكِنُ أَنْ يَصفَ كُلّ أنواع الانهيار المحتملة لذلك فإن النموذج الكلي المكافئ المقدم في هذا الفصل وهو نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري (double-strut nonlinear cyclic model) عني بوصف انهيار القص في جدار الملء، وهذا هو الأسلوب الأكثر شيوعا للانهيار.

4-2- الدراسة الأولية (Preliminary Study):

أجرى الباحث Crisafulli [24] دراسة لتَحرّي قيود نموذجِ الدعامةِ الوحيدِة وتأثيرِ النماذج متعددة الدعامة المختلفة على الاستجابة الإنشائية للإطار المليء. وركّزتْ الدراسة على الصلابة الجانبيةِ للمنشأ وعلى القوى الداخلية المتولدة في الإطارِ المحيطِ. ويوضح الشكل (4-1) نماذجَ الدعامات الثلاث المعتبرة في الدراسة المشار إليها كنموذج A وB وC على التوالي. طبقت المساحة الكليّة للدعامةِ المكافئةِ، Ams، نفسها في جميع الحالاتِ. افترض في النموذجِ C أن مساحة الدعامةِ المركزيةِ ضِعفَ مساحة الدعاماتِ اللامركزية. أجرى الباحث تحليلا لعدد من النماذج باعتبار ارتفاع الجدار 2.5m و طول3.6m أو 5m، ومعامل المرونة للجدار 2500 Mpa أو 10000Mpa. وأبعاد عناصر الإطار المحيطة 200x200mm ومعامل المرونة للبيتون 25000Mpa .



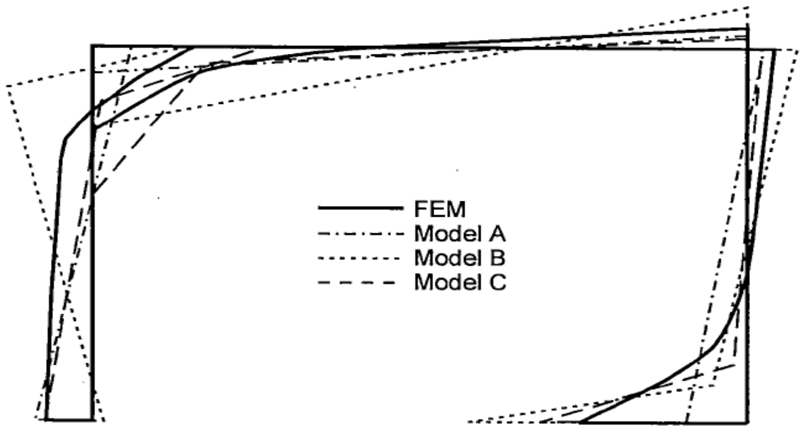
الشكل (4-1): نماذج الدعامات المختلفة المعتمدة في دراسة Crisafulli [24].

أجريت التحاليل تحت تحميل ستاتيكي جانبي بافتراض السلوك الخطي المرن ، في ما عدا نموذج العناصر المحدودة حيث اعتبرت التأثيرات اللاخطية لتمثيل الانفصال في السطح الفاصل ما بين الجدار– الإطار .

قارن الباحث النَتائِجُ العددية المستخلصة مِنْ نماذجِ الدعامةَ A, B ،C مع نتائج نموذج (FEM) حيث تم نمذجة الإطار والجدار بطريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج ABAQUS. كانت صلابة المنشأ متماثلَة في كل

النماذج، لكن بقيم أصغر للنماذجِ C، B. ويمكن ملاحظة انه وللنماذج متعددة الدعامة ، وخاصة النموذج C أن الصلابة يمكن أن تتغير بشكل ملحوظ بالاعتماد على المسافة h_z (انظر الشكل (4−1)) . قدرت المسافة كتابع لطول الاتصال z. عندما يزداد الطول h_z تتناقص صلابة الإطار ويسيطر عليها بشكل رئيسي الخصائص الميكانيكية للأعمدة .أما بالنسبة لعزم الانعطاف فإن النموذج A يقلل من تقدير عزم الانعطاف بسبب أن القوى الجانبية تقاومُ بشكل رئيسي بالآلية الشبكية. من ناحية أخرى، يقود النموذج B إلى قِيَم أكبرِ مِنْ تلك التي تقابل نموذج العناصرِ المحدودِة. بينما النموذج C أعطى أفضل تقريب، بالرغم من أنه ظهرت بَعْض الاختلافات في نهاياتِ الأعمدة. وسجلت استنتاجات مماثلة بخصوص قوى القصَّ. أما القوى المحوريةَ العظمى في عناصر الإطار فقد كانت ًتقريباً متساوية في كُلّ النماذج، بالرغم من أن اختلاف القوى المحوريةِ على طول الأعمدةِ أظهر بعضَ التفاوت في النهاية العليا لعمودِ الشدَ والنهاية السفلية لعمودِ الضغطَ.

يبين الشكل (4-2) مقارنة لمخططات عزوم الانعطاف بين نموذج العناصر المحدودة ونماذج الدعامة المختلفة المعتبرة بالدراسة.



الشكل (4−2) :مقارنة لمخططات عزوم الانعطاف بين نموذج العناصر المحدودة و نماذج الدعامة المختلفة.

يمكننا أن تستنتج أن نموذج الدعامة الأحادي – وبالرغم من بساطته – يعطينا تقديراً كافيا لصلابة للإطار المليء والقوى المحورية لعناصر الإطار الناتجة من القوى الجانبية وبالإمكان استخدامه عندما يركز التحليل على الاستجابة العامة للمنشأ. لكن النموذج C يعطي قيما أكثر واقعية لعزوم الانعطاف وقوى القص في الإطار .

ويجب أنْ يُلاحظَ بأنّ النماذجَ المعروضة بالشكل (4−1) مقبولة للتحليل الستاتيكي لأن الدعاماتَ متوضعة باتجاه الضغط القطري الذي يُتطوّرُ في الجدار. حيث أنه لا بد من وضع الدعامة باتجاه التحميل لذلك عندما يُخضَعُ المنشأ إلى تحميل دوريٍ أَو ديناميكيٍ، يَجِبُ أَنْ تُغيّرَ الدعامات القطريّة وفقاً لاتجاه التحميل. ففي هذه الحالة، توضع الدعامات القطرية بالاتجاهين لتَمْثل تأثير الجدار المليء.

يتطلب إجراء التحليل الديناميكي اللاخطي للإطارات المليئة المعرضة للزلازل اعتبارا ملائما للسلوك التراجعي لجدار الملء. وتمثل الدعامة بعناصر نابضية في النموذج المقترح ، تمثل الاستجابة للنوابض المحورية وفقاً لعلاقة الإجهاد – التشوه التراجعية المقدمة في الفقرة (3−2) . ويتعلق كلا من القوة المحورية R والانتقال المحوري Δ_R في الدعامة بالإجهاد f_m و التشوه ε_m وفقاً للعلاقات التالية :

$$R = f_m A_{ms} \qquad (1-4)$$

$$(2-4)\Delta_R = \varepsilon_m d_m$$

تعتمد الصلابة المحورية للنابض K_a على مساحة وطول الدعامة وعلى المعامل المماسي للحجر E_t لذلك :

$$(3-4) K_a = \frac{E_t A_{ms}}{d_m}$$

4-3- نماذج انهيار جدران الملء الحاملة:

(Failure Modes of Masonry Infilled Walls)

طبقاً للأبحاث ، فإن الأنواع الأكثر شيوعاً مِنْ الانهيار هي:

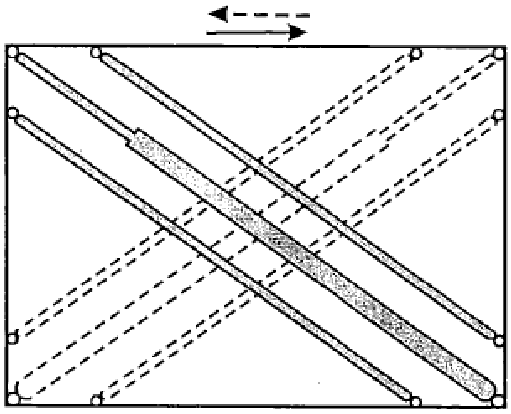
1) انهيار القصِّ بسبب عدم الارتباط التام ما بين البلوك و المونة (انهيار احتكاك – قصِّ)، والذي يُمْكِنُ أَنْ تحْدثَ متبع طريق التشقق أو بالانزلاق الأفقي على طول سوقات المونة .

2) انهيار الشد القطريِ ، كنتيجة لمجموع إجهادات الشد والضغط في الجدار .

3) انسحاق الجدار في الزوايا بسبب الإجهادات العاليةِ .

لا تَستطيعُ النماذج الكلية المكافئة Macro-models – بسبب بساطتِها– تَمْثيل كُلّ أنواع الانهيار المختلفة الملحوظة في الجدران الحاملة بدقة. ولهذا السبب ، يَجِبُ أَنْ تجري دراسة تمهيدية قبل نمذجة المنشأ لكي نخمّنَ نمط الانهيار المتوقع في الجدار الحامل. هذا الإجراء يمكن أن يتحقق بتطبيق نظريةِ الانهيار المقترحة مِن قِبل Mann and Müller [108]. بعد هذا الدراسة التمهيدية، يُمكنُ أن يعتبر نمط انهيار الجدار بشكل كاف في النموذج باستعمال مجموعة مناسبة من دعامات و نوابض القص.

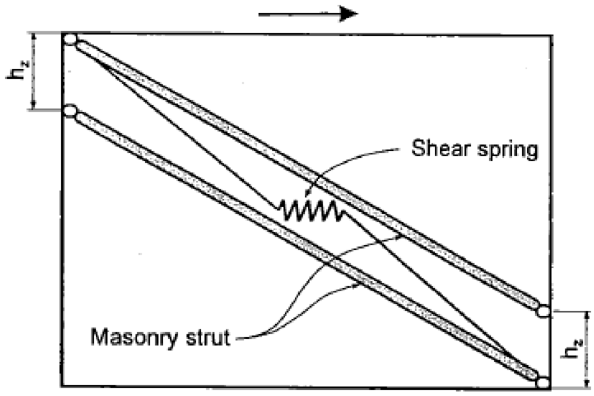
الانهيار بسبب انسحاق زوايا الجدار غير شائع في إطاراتِ البيتون المسلحِ المملوءة، بالرغم من أنّه لوحظَ في الإطاراتِ الفولاذيةِ المملوءة. في هذه الحالةِ، يكون الإطار المحيط أكثرُ مرونة وطولُ الاتصال بين الجدار والإطارِ أصغرُ. وهذه الحالةِ يُمْكِنُ أَنْ تمثّلَ أيضاً بنموذجِ الدعامةِ الثلاثية الموضحة بالشكل (4-3) . حيث تقسم الدعامة المركزية إلى قسمين بمساحتين مختلفتين، وذلك لاعتبار تقريبي لزيادة الإجهادات المحورية الحاصلة عند زوايا الجدران (انظر الشكل (4-7)) . لكن هذه الطريقة عامة. ويتطلب تطبيق هذا النموذج أبحاثا مستقبلية لتحقيق قيم متلائمة مع مساحة وطول كل جزء من الدعامة المركزية .



الشكل (4-3): نموذج الدعامات المتعددة المقترح لاعتبار زيادة إجهادات الضغط في زوايا الجدار [24].

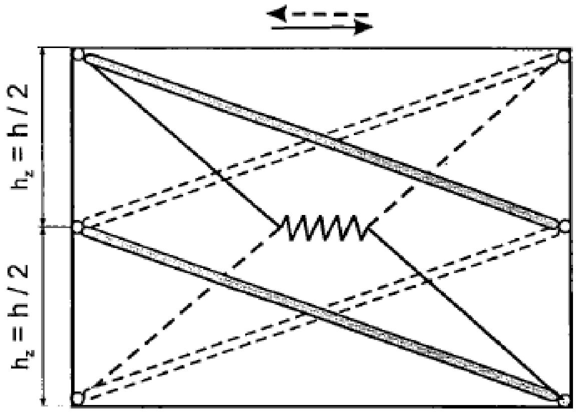
أما بالنسبة لنمط انهيار القص الذي يعتبر النمط الأكثر شيوعاَ في الجدران وفقاً للبيانات التجريبية المناقشة من قبل الباحث Crisafulli [24]. اقترح نموذج كلي مكافئ متعدد الدعامات الموضح في الشكل (4-4) وهو

نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري (double-strut nonlinear cyclic model) لتمثيل انهيار القص في الجدار.



الشكل (4-4): نموذج الدعامات المتعددة المقترح لتحليل الإطار المليء عندما يتوقع انهيار القص في الجدار [24].

ويمكن أن يطبق نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري السابق لحالة معينة حيث الانهيار يكون بسبب انزلاق القص مع تكون شق أفقي تقريبي .ان الخصائص العامة للنموذج – كما هو مشروح في الشكل (4-5) – نفس خصائص نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري، لكن يعتبر أن $h_z = h_m/2$ ، حيث أن الشق الأفقي عادة ما يحدث عند منتصف الجدار.



الشكل (4-5) : النموذج المقترح لحالة محددة من انزلاق القص الأفقي [24].

4-3-1- نظرية الانهيار (Mann and Müller Theory):

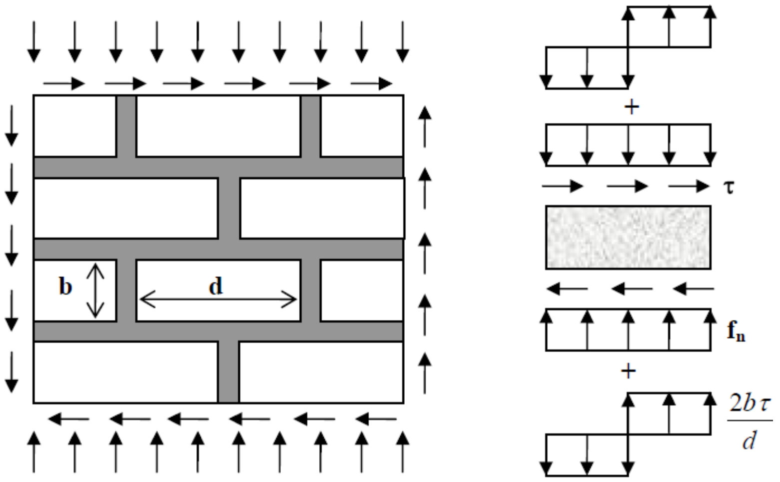
طوّرَ الباحثان Mann and Müller [108] نظرية الانهيار التي تُوضّحُ سلوكَ الجدران الحاملة غير المسلحة المعرضة لإجهادات قص وضغط، معتمدة على معادلات التوازن. تَسْمحُ هذه الطريقة بتقدير مقاومة الجدار بأسلوب عامّ أفضل و أقرب إلى الصياغات التجريبية . تستند هذه النظرية إلى الفرضياتَ الرئيسيةَ الثالثة التالية:

1) الإجهاد الموازي لسوقات المونة صغيرُ بما فيه الكفاية لِكي يَكُونَ مُهمَل.

2) إنّ إجهادَ القصَّ وإجهادَ الضغط المحوري موزع بانتظام في الجدار.

3) لا يُمْكِنُ أَنْ ينتقل إجهادَ قصٍّ بوصلات المونة الشاقولية.

إن إجهادات القصُّ في وصلات المونة الأفقية (السوقات) تنتج عزم فتل torque في كُلّ بلوكة. حيث يُفتَرضُ بأنّ نِصْفَ البلوكة الأولى تخضَعُ إلى إجهاد f_{n1} والنصف الآخر إلى إجهاد أصغر f_{n2}. حيث أن القيمة السالبة لـ f_{n1} أو f_{n2} تمثل إجهاد الشدَّ.



الشكل (4–6): حالة الإجهاد في الجدار الحامل وتوزع الإجهاد في البلوكة بالاعتماد على فرضية Müller and Mann 1982 [66].

وتعتبر الحالات الثالثة للانهيار التالية :

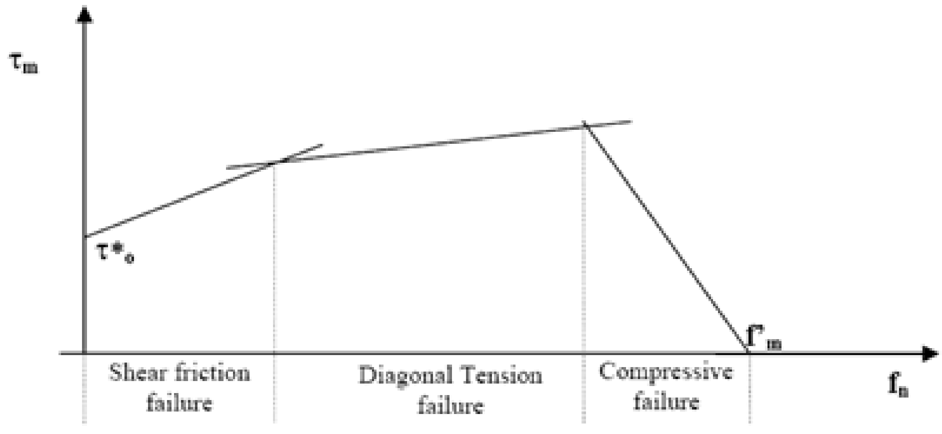
1- انهيار القص – احتكاك (shear-friction failure)

2- انهيار الشد القطري (diagonal tension failure)

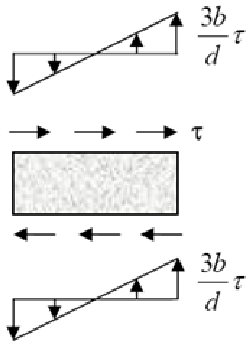
3- انهيار الضغط (compressive failure)

يوضح الشكل رقم (4–7) المنحنى المغلف لمقاومّة القصِّ للجدار، الذي يظهر مجال الإجهادِ لكُلّ نوع من أنواع الانهيارِ . حيث اقترح الباحثان علاقة لكل نوع من الأنواع الثلاثة للانهيار .

عُدّلت هذه النظرية مِن قِبل الباحث Crisafulli [24]، الذي اقتراح توزيع مختلف للإجهادات معتبراً أن الإجهادِ المنتظم غير محتملِ أن يحدث ، لذلك أقترح Crisafulli توزيعا خطيّا موضحا في الشكل رقمِ (4–8)



الشكل(4–7): المنحنى المغلف لمقاومّة القصِّ للجدار الحامل للباحثين Müller and Mann [66].



الشكل(4–8): التوزيع الخطي للإجهادات على البلوكة المقترح من قبل Crisafulli [24].

4–4 نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري (double-strut nonlinear cyclic model):

4–4–1 وصف النموذج (Description of the Model) :

يعتبر تمثيل انهيار القص في الجدار الملء الحامل بمرحلة عدم الربط لعقد المونة مشكلة معقدة بسبب أن مقاومة القص تتغير أثناء التحليل بالاعتماد على مستوي إجهاد الضغط ضمن الجدار. تم اقترح نموذج كلي مكافئ متعدد النوابض وهو نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري (double-strut nonlinear cyclic model) لكي يمثّلْ بطريقة بسيطة ومنطقية تأثير الجدار على الإطار تحت تأثير التحميل الدوري. حيث يمثل الجدار بعنصر مستوي ذو أربعة عقد تتصل مع الإطارِ عند عقدة جائز– عمود. ويأخذ بالحسبان بشكل منفصل سلوك الضغط والقصِّ للجدار باستعمال دعامتان متوازيتان ونابض قص في كُلّ اتجاه، كما هو موضح في الشكل (4–4) (وللتبسيط ، مثلت فقط الدعامات ونابض القص في اتجاه واحد في هذا الشكل، حيث z طول الاتصال مابين الجدار والإطار).

يَسْمحُ هذا الترتيبِ بإدخال تأثير صلابة ومقاومة الجدار الملء الحامل بشكل كافٍ، خصوصاً عندما يتوقع انهيار القصِّ على طول سوقاتِ المونة أَو انهيار الشد القطريِ للجدار. يمكن أن يعد هذا النموذج أنه سهل التطبيق أيضاً في تحليل المنشآت الإطاريةِ المليئة الكبيرةِ. لكن هذا النموذج بالرغم مِنْ بساطته يعطي خطأ في تقدير عزم الانعطاف وقوى القص في الإطارِ المحيط مقارنة بالنموذج الجزئي لكنه نتائجه تعتبر مقبولة.

وفقاً لهذا النموذج، فإن الاستجابة في المرحلة الأولية تضبط أولاً بنابض القص وقوى القص و عزوم الانعطاف في الإطار مشابهة لتلك التي يمكن الحصول عليها من نموذج الدعامة الثلاثية (نموذج C ، الشكل (4–1)) وبعد الوصول إلى مقاومة القص وعندما يبدأ قص الانزلاق، تتغير الميكانيكية بزيادة ملحوظة للقوى الداخلية المتولدة في عناصر الإطار.

تقدر خصائص نابض القص بالاعتماد على طريقة مبسطة تحاول أن تعكس السلوك الفعلي لجدار الملء. نمذجت الاستجابة التراجعية تبعاً لعلاقة المرونة – اللدونة (elastic - plastic) مع تغير في مقاومة القص ، يمكن أن تحسب صلابة نابض القصَّ (K_s) لجزء كتابع لـ γ_s من الصلابة الكلية لدعامة الجدار أما الصلابة المحورية لكل دعامة (K_{ai}) فهي الجزء المتبقي من الصلابة الكلية للدعامة مقسومة على 2 باعتبار مساحة الدعامات متساوية، وتعطى الصلابات بالمعادلات التالية [66]:

$$K_S = \gamma_S \frac{A_{ms} E_m}{d_m} \cos^2 \theta \qquad (4-4)$$

$$K_{ai} = (1-\gamma_S) \frac{A_{ms} E_t}{2.d_m} \qquad (5-4)$$

حيثَ :

γ_S معامل يعرف النسبة المسندة مِنْ صلابة الدعامة الكلية إلى نابض القصّ.

A_{ms} مساحة الدعاماتِ. d_m و θ طولَ وميل قطرِ الجدار.

E_m معامل المرونة للجدار.

E_t المعامل المماسي للجدار المعرف وفقاً للنموذج التراجعي للجدار (الشكل رقم5).

أظهرت المقارنة ما بين النتائج النظرية والبيانات المسجلة من البرامج التجريبية أن قيمة γ_S التي تتراوح مابين 0.5 إلى 0.75 وتمثل فقط قيمة تقريبية أولية يمكن أن تستخدم في حالة نقص المعلومات الإضافية . و لمعايرة كافية لهذه المتغيرات يتطلب إجراء أبحاث تجريبية ونظرية إضافية.

من الجدير بالملاحظة أن الطريقة المعتبرة لتقدير الصلابة في نابض القص لا تعكس السلوك الفعلي للقص في جدار الملء، لكنها تمثل طريقة عملية تقود إلى قيم كافية للصلابة الجانبية للإطار المليء. في هذه الطريقة يمكن استعمال العلاقات التجريبية المقترحة لحساب العرض المكافئ للدعامة جدار الملء .

تضبط مقاومة القص في النابض بميكانيكية احتكاك – قص الموصوفة بالفقرة (3-3). من أجل تطبيق النموذج فإن المقاومة يجب أن يعبر عنها كقوى بدلاً من الإجهادات. ويتم تقدير مقاومة القص V_S باعتبار مرحلتين مختلفتين [24] :

<u>1- الاستجابة المرنة (قبل الوصول إلى مقاومة القص الرابطة):</u>

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{1}{\alpha_s}\left(\tau_o L_m t + \mu \left|\sum R_i\right|\right) && \text{if } \sum R_i < 0 \\ V_s &= \frac{\tau_o}{\alpha_s} L_m t && \text{if } \sum R_i \geq 0 \end{aligned} \qquad (6-4)$$

<u>2- الانزلاق (بعد الوصول إلى مقاومة القص الرابطة):</u>

$$\begin{aligned} V_s &= \mu \left|\sum R_i\right| && \text{if } \sum R_i < 0 \\ V_s &= 0 && \text{if } \sum R_i \geq 0 \end{aligned} \qquad (7-4)$$

حيث :

$\sum R_i$:هو مجموع القوى المحورية المؤثرة على دعامات الجدار الحامل الأربعة .

α_s : معامل معرف بالعلاقة (4-8) يأخذ بعين الاعتبار التوزيع غير المنتظم لإجهادات القص على طول المقطع الأفقي للجدران . هذا المعامل يعرف كنسبة ما بين إجهاد القص الأعظمي τ_{max} إلى إجهاد القص

الوسطي τ_{av}:

$$\alpha_s = \frac{\tau_{max}}{\tau_{av}} = \frac{L_m\ t}{V}\ \tau_{max} \quad (8-4)$$

ولتجنب مقاومة القص الكبيرة بسبب القوى المحورية العالية في الدعامات ، يتم تحديد قيم V_s التي نحصل عليها من العلاقات 8.14 بالشرط التالي :

$$V_s \leq \frac{\tau'_{max}}{\alpha_s} L_m\ t \quad (9-4)$$

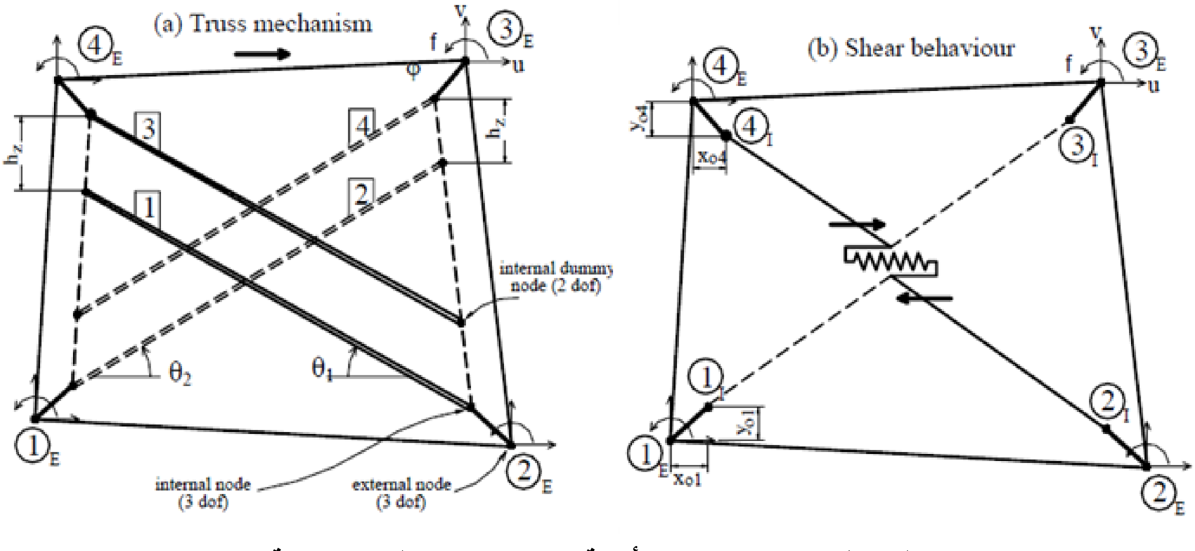
حيث :

τ'_{max} إجهاد القص المسموح الأعظمي في الجدار . ويمكن أن تعتمد قيمة τ'_{max} من مغلف انهيار القص الذي نحصل عليه من تعديل نظرية Mann and Müller [108]، كما هو مشار إليه في الشكل (4−5).

4-4-2− صياغة النموذج (Formulation of the model):

تتطلب الأداة التطبيقية للنموذج المقترح استخدام عدة عناصر نابضية وعناصر جائز − عمود لتمثيل جدار الملء والإطار المحيط . يطبق النموذج المقترح في البرنامج الإنشائي (SeismoStruct) . حيث يمثل الجدار بعنصر مستو ذو أربعة عقد تتصل مع الإطارِ عند عقدة الجائز− العمود. في هذه الطريقة ، تعرف خصائص جدار الملء كعنصر كامل ، بينما يحسب البرنامج الخصائص الداخلية للدعامات و نوابض القص يوضح الشكل 8.16 الخصائص الرئيسية للعنصر الجدراي المقترح .

اعتبرت ثلاث مجموعات مختلفة من العقد (nodes) لتطوير العنصر الجداري عقد خارجية وعقد داخلية وعقد وهمية. تتصل العقد الخارجية بعناصر الإطار، بينما تعرف العقد الداخلية بالتباعد الأفقي و الشاقولي x_{oi} و y_{oi} على التوالي ، مقاسه من العقدة الخارجية i ، هذا من أجل تمثيل التناقص في أبعاد الجدار بسبب عمق عناصر الإطار . تعتبر ثلاث درجات حرية انتقالين ودوران (u , v , φ) لكل من العقد الداخلية والخارجية. ونحتاج أربع عقد وهمية بدرجتي حرية (انتقالين) عقدة لكل دعامة لتعريف نهاية الدعامة التي لاتصل إلى زوايا الجدار.



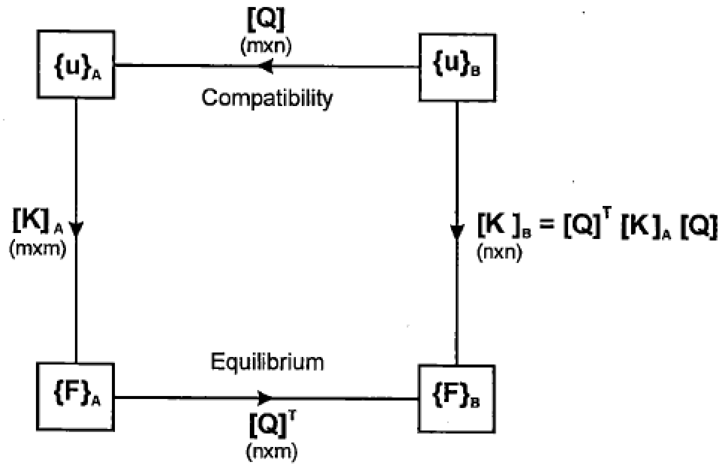
الشكل (4−9) : عنصر جداري بأربعة عقد لتحليل الإطارات المليئة [5].

تمت صياغة مصفوفة الصلابة و مصفوفة القوى العقدية في العنصر الجداري باعتبار معادلات توازن والتطابق مابين القوى والانتقال في نظام الإحداثيات المختلفة. هذه العلاقات (المشتقة من مبدأ الانتقال الافتراضي) ممثلة بطريقة عامة بالشكل (4−10). تنقل مصفوفة الانتقال $[Q]$ الانتقالات $\{u\}_A$ و $\{u\}_B$ عبر نظامين مختلفين من الإحداثيات، يحول منقول هذه المصفوفة أيضاً القوى العقدية $\{F\}_B$ إلى $\{F\}_A$. بتطبيق فرضيات نظرية العمل الافتراضي (Virtual work) ، وينتج أن مصفوفة الصلابة $[K]_B$ في نظام الإحداثيات "B" تساوي ناتج ضرب مصفوفة الانتقال $[Q]$ بمصفوفة الصلابة $[K]_A$ في نظام الإحداثيات "A" بمنقول المصفوفة $[Q]$ [5]:

$$\{u\}_A = [Q]\ \{u\}_B\ ,\quad \{F\}_B = [Q]^T\ \{F\}_A \qquad \text{(a10−4)}$$

$$[K]_B = [Q]^T\ [K]_A\ \ [Q] \qquad \text{(b10−4)}$$

طبقت هذه العلاقات بالتسلسل لتحويل المتغيرات الإنشائية لكل دعامة إلى نظام الإحداثيات العام ، الموافق للعقد الخارجية لعنصر الجدار .



الشكل (4−10): العلاقة بين الانتقال، قوى والصلابة معبر عنها في الإحداثيات المختلفة [24].

4−2−4−1− السلوك المحوري بالدعامات (Axial behaviour of the struts) :

تعطي العلاقة (4−5) الصلابة المحورية لكُلّ دعامة في نظام الإحداثيات المحلي (متعلقة بالإزاحةِ المحوريةِ). ولذلك ، نحتاج ثلاث تحويلات للحُصُول على مصفوفةِ الصلابة في نظام الإحداثيات العام ولتنقل الانتقالات للعقد الخارجية لعنصرِ الجدار. كُلّ تحويل سَيَكُونُ مشار إليه باستعمال الدالة الثانويةِ A و B و C [5].

يتضمن التحويل الأول نقل الانتقال المحورية للدعامةِ Δ_a (النظام المحلي) إلى انتقالات الأفقيةِ و شاقولية u و v عند نهايات الدعامة j و k (النظام العام) وفقاً للعلاقة التالية:

$$\Delta_a = [Q]_A \begin{Bmatrix} u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix} \qquad \text{(11−4)}$$

حيث تعرف مصفوفة التحويل $[Q]_A$ كتابع لميل الدعامة العائد للنظام العام θ_i:
انظر الشكل 8.16:

$$[Q]_A = [-\cos\theta_i \quad -\sin\theta_i \quad \cos\theta_i \quad \sin\theta_i] \qquad (12\text{–}4)$$

استخدمت المصفوفة $[Q]_A$ للحصول على القوى العقدية ومصفوفة الصلابة المرتبطة بكل عقدة من الدعامة، ووفقاً للعلاقة المعطاة بالشكل (4–10). تتصل كل دعامة في إحدى نهايتها بعقدة وهمية ، وبالتالي فإن المتغيرات الإنشائية المرتبطة بهذه العقدة بحاجة إلى أن تنقل إلى العقد الخارجية المجاورة n و m (انظر الشكل 8.18) .

ينقل التحويلُ الثاني الانتقالات u وv في كلتا نهايات الدعامةِ إلى الانتقالات العامة u و v و φ ، في العقد الداخلية لعنصرِ الجدار . و يجب أنْ يُلاحظَ أن كُلّ دعامة لَها نهايةُ واحدة تتصل بعقدة وهمية والنهايةُ الأخرى تتصل مباشرة بالعقدة الداخليةِ (انظر الشكل رقم (4–11)) . لذلك مَنْ الضَّرُوري أَنْ يُصاغ التحويل الثاني في خطوتين . تعتبر الخطوةُ الأولى العلاقةُ بين الانتقالات في العقد الداخلية الوهميةِ j و العقد المجاورة الداخلية m و n:

$$\begin{Bmatrix} u_j \\ v_j \end{Bmatrix}_D = [Q]_{ID} \begin{Bmatrix} u_m \\ v_m \\ \varphi_m \\ u_n \\ v_n \\ \varphi_n \end{Bmatrix}_I \qquad (13\text{–}4)$$

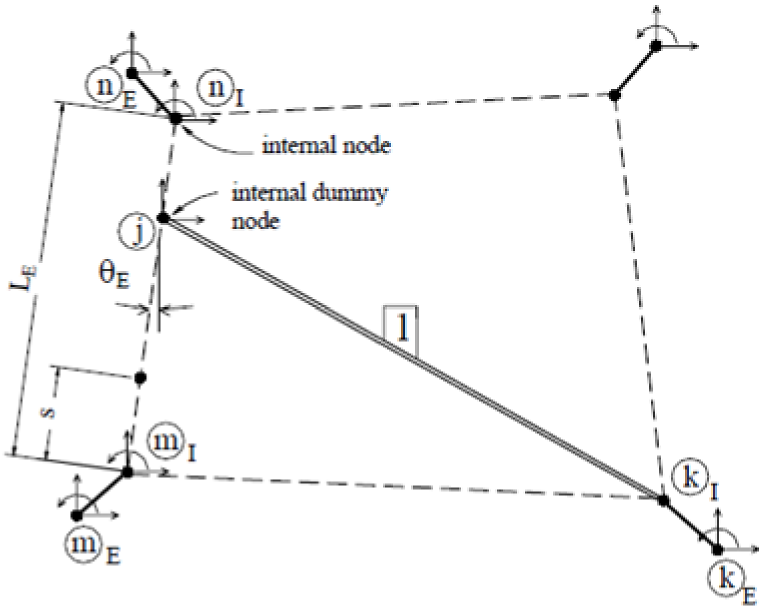
حيث الدالة الثانوية D و I تشير إلى العقد الوهمية والعقد الداخلية على التوالي . يمكن أن تصاغ المصفوفة $[Q]_{ID}$ (2x6) بإدخال التوابع التي تتعلق بالانتقالات u وv الموافقة للعقدة الواقعة على المسافة s من العقدة الداخلية m ، بانتقالات u وv و φ ، للنقاط الداخلية المجاورة n, m . يدخل الانتقال المتعامد للحافة والدوران بالتابع (cubic hermitian polynomials)، بينما يدخل الانتقال في اتجاه الحافة بتابع خطي . في النموذج المقترح تحسب المصفوفة $[Q]_{ID}$ وفقاً للعلاقات التالية:

$$\begin{aligned}
Q(1,1)_{ID} &= Q_1 \cos^2\theta_E + Q_5\, sen^2\theta_E \\
Q(1,2)_{ID} &= Q(2,1)_{ID} = (Q_1 - Q_5)\cos\theta_E \;\; sen\,\theta_E \\
Q(1,3)_{ID} &= Q_2 \cos\theta_E \\
Q(1,4)_{ID} &= Q_3 \cos^2\theta_E + Q_6\, sen^2\theta_E \\
Q(1,5)_{ID} &= Q(2,4)_{ID} = (Q_3 - Q_6)\cos\theta_E \;\; sen\,\theta_E \\
Q(1,6)_{ID} &= Q_4 \cos\theta_E \\
Q(2,2)_{ID} &= Q_1 \sin^2\theta_E + Q_5 \cos^2\theta_E \\
Q(2,3)_{ID} &= Q_2 \sin\theta_E \\
Q(2,5)_{ID} &= Q_3 \sin^2\theta_E + Q_6 \cos^2\theta_E \\
Q(2,6)_{ID} &= Q_4 \sin\theta_E
\end{aligned} \qquad (14\text{–}4)$$

حيث θ_E الميل عن الحافة (انظر الشكل رقم (4−11)) :

$$
\begin{aligned}
Q_1 &= 1 - 3\chi^2 + 2\chi^3 \\
Q_2 &= (\chi - 2\chi^2 + \chi^3)\, L_E \\
Q_3 &= 3\chi^2 - 2\chi^3 \\
Q_4 &= (-\chi^2 + \chi^3)\, L_E \\
Q_5 &= 1 - \chi \\
Q_5 &= \chi
\end{aligned}
\tag{15−4}
$$

L_Eطول الحافة ، و $\chi = s/L_E$ (s هي المسافة ما بين العقد الوهمية والعقد الخارجية كما هو مشار له في الشكل (4−11))



الشكل (4−11):تفصيل حافة واحدة من العنصر الجداري [5].

بينما تصل نهاية الدعامة الأخرى (النقطة k) مباشرة إلى العقد الداخلية ولا يتطلب حساباتَ خاصّةَ للخطوة الثانية في هذا التحويلِ . وبالاستناد إلى هذا الاعتبار فإن العلاقة بين الانتقالات u وv في نهايتي الدعامةِ والانتقالات العامة في العُقَدِ الداخليةِ الثلاث (مثّلتْ بالدليلِ الثانويةِ I) المتعلقة بالدعامةِ تعطي بـ:

$$
\begin{Bmatrix} u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix} = [Q]_B \begin{Bmatrix} u_m \\ v_m \\ \varphi_m \\ u_n \\ v_n \\ \varphi_n \\ u_k \\ v_k \\ \varphi_k \end{Bmatrix}_I
\tag{16−4}
$$

حيث أن المصفوفة $[Q]_B$ المتضمنة بالتحويلَ المعرف في العلاقة 11تعطى بـ :

(17-4)

$$[Q]_B = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} & & Q_{ID} & & & \end{bmatrix} & \begin{matrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} & \begin{matrix} 1 & 0 & 0 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} & \begin{matrix} 0 & 1 & 0 \end{matrix} \end{bmatrix}$$

ينقل التحويلُ الأخير الانتقالات من العقد الداخلية إلى انتقالات في العقد الخارجيةِ . و تعطى العلاقة لواحدة من العقد بـ :

(18-4)

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ \varphi \end{Bmatrix}_I = [Q]_{EI} \begin{Bmatrix} u \\ v \\ \varphi \end{Bmatrix}_E$$

حيث أنَّ المصفوفة $[Q]_{EI}$ تابعة للتباعدات الأفقية و الشاقولية ، y_{oi} و x_{oi} ، الموافقة للنقطة m، انظر الشكل (4-9):

(19-4)

$$[Q]_{EI} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_{om} \\ 0 & 1 & x_{om} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

نحتاج لتطبيق التحويلات المشار إليها بالعلاقة 14 ثلاث مراتٍ ، حيث تُتعلّقُ كل دعامة بثلاث عقد خارجيةِ.
على سبيل المثال، الدعامة 1 في الشكل (4-9) (a) تشترك بالعقد الخارجية 1، 2 و4. لذا، يكون التحويل الكامل على الشكل:

(20-4)

$$\begin{Bmatrix} u_m \\ v_m \\ \varphi_m \\ u_n \\ v_n \\ \varphi_n \\ u_k \\ v_k \\ \varphi_k \end{Bmatrix}_E = [Q]_C \begin{Bmatrix} u_m \\ v_m \\ \varphi_m \\ u_n \\ v_n \\ \varphi_n \\ u_k \\ v_k \\ \varphi_k \end{Bmatrix}_I$$

حيث أن مصفوفة التحويل هي :

$$[Q]_C = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_{om} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & x_{om} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -y_{on} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x_{on} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -y_{ok} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x_{ok} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \qquad (21-4)$$

ونلخص طريقة صياغةِ مصفوفة الصلابة في الخطواتِ التاليةِ :

1) نختارُ الدعاماتَ النشيطةَ في النموذجِ (1 و3، أو 2 و4) بالاعتماد على اتجاه التحميل.

2) نقيّمُ الصلابة المحورية للدعامةِ i ، K_{ai} ، باستعمال العلاقة 2.

3) نحْسبُ مصفوفةَ الصلابة العائدة إلى الانتقالات العامةu وv في كلتا نهايات الدعامةِ، طبقاً لعلاقات (4-b10)و(4-12):

$$\underset{(4\,x\,4)}{[K_i]_A} = \underset{(4\,x\,1)}{[Q]_A^T} \; k_{ai} \; \underset{(1\,x\,4)}{[Q]_A} \qquad (22-4)$$

4) نحْسبُ مصفوفةَ الصلابة للدعامةِ العائدة للنقط الثلاث الداخليةِ (بثلاثة مِنْ درجاتِ الحريةِ في كل نقطة u و v و φ)، باعتبار العلاقات (4-b10) و(4-17) :

$$\underset{(9\,x\,9)}{[K_i]_B} = \underset{(9\,x\,4)}{[Q]_B^T} \; \underset{(4\,x\,4)}{[K_i]_A} \; \underset{(4\,x\,9)}{[Q]_B} \qquad (23-4)$$

5) نحْسبُ مصفوفةَ الصلابة للدعامةِ العائدة إلى النقط الثلاثة الخارجيةِ (بثلاث درجاتِ الحريةِ في كُلّ نقطة ، u, v و φ)، باعتبار العلاقات (4-b10) و(4-21) :

$$\underset{(9\,x\,9)}{[K_i]_C} = \underset{(9\,x\,9)}{[Q]_C^T} \; \underset{(9\,x\,9)}{[K_i]_B} \; \underset{(9\,x\,9)}{[Q]_C} \qquad (24-4)$$

6) نجمّعُ حدود المصفوفةِ $[K_i]_C$ في مصفوفةِ العنصر الجداري، $[K_P]$ (12 x 12)، بالأخذُ في الحسبان النقط المتعلقة بالدعامةِ. في حالة الدعامة 1، الذي تَتعلّق بالنقط الخارجيةِ 1او 2 و4، مساهمة هذه الدعامةِ في مصفوفةِ الصلابة الكليّةِ هي :

$$[K_p]=\begin{bmatrix} * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * & 0 & 0 & 0 & * & * & * \end{bmatrix} \qquad (25-4)$$

حيث الرمز * يُشيرُ إلى حد لا صفري في المصفوفةِ ، والذي يحصل عليه من المصفوفةِ $[K_i]_C$.

7) نُكرّرُ نفس العمليةِ للدعامةِ الثانيةِ في النموذجِ لكي نكمل مصفوفةِ الصلابة في العنصر الجداري . يجب أن تطبق عملية مماثلة مِنْ التحويلاتِ المتعاقبةِ لكي نجمّعَ شعاع القوى العقدية (12حد)، بالاستناد على العلاقة (5 a) .

4–2–1–4– سلوك القص في النابض (Shear behaviour of the spring):

إنّ اعتبار سلوكِ القصَّ في عنصر الجدار يكون أسهل، حيث أنه يستخدم عنصر نابض واحد فقط . و يتصل هذا النابض بالعقدتين الداخليتين القطريتين المتقابلتين بالاعتماد على اتجاه تحميل قوةِ القصَّ، انظر الشكل 8.16 . في النموذج المقترح تحسب القوى المحوريةِ في الدعاماتِ لتستخدم بتقييم المقاومة في نابض القصَّ .

إنّ صلابة النابض وقوةِ القصَّ مرتبطة بالانتقال الأفقي ، u، للعقد القطرية المتقابلة (النقاط 1 و3 أو 2 و4 بالاعتماد على اتجاه تحميل). ولذلك، مصفوفة الصلابة لنابض القصِّ العائدة لانتقالات العقد الداخليةِ n و k هي :

$$[K_s]=\begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 & -k_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_s & 0 & 0 & k_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \qquad (26-4)$$

حيث أنَّ الحد K_s معرّفَ بالعلاقة 1. التحويل الوحيد المطلوب في هذه الحالةِ هو ذلك المُعطى بالعلاقة (4–18) و (4–19)، الذي يَرْبطُ بين النقط الداخلية والنقط الخارجيةِ:

$$\begin{Bmatrix} u_n \\ v_n \\ \varphi_n \\ u_k \\ v_k \\ \varphi_k \end{Bmatrix}_E = [Q]_D \begin{Bmatrix} u_n \\ v_n \\ \varphi_n \\ u_k \\ v_k \\ \varphi_k \end{Bmatrix}_I \qquad (27-4)$$

حيث أن مصفوفة التحويل هي :

$$[Q]_D = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_{on} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & x_{on} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -y_{ok} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x_{ok} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \qquad (28-4)$$

بالاستناد على العلاقة (b10−4)، تنقل مصفوفة الصلابة لنابض القصَّ إلى عقدتين خارجيتينِ مِنْ الجدار:

$$\underset{(6\,x\,6)}{[K_s]_D} = \underset{(6\,x\,6)}{[Q]_D^T} \quad \underset{(6\,x\,6)}{[K_s]} \quad \underset{(6\,x\,6)}{[Q]_D} \qquad (29-4)$$

أخيراً، مَنْ الضَّرُوري أَنْ تُضافَ الحدود في المصفوفةِ $[K_s]_D$ إلى مصفوفة الصلابة الكلية $[K_P]$ باعتبار أن نابض القصَّ مُرتَبِط بالنقط 1و 3 أو 2 و4، بالاعتماد على اتجاه التحميل.

من الجدير بالملاحظة أن القيد في العنصر الجداري المقترح هو أن المفاصل اللدنة الكامنة التي يمكن أن تتطور على طول الأعمدة لا يمكن أن تعتبر في النموذج المقترح ، مع أن القوى العقدية (العزم وقوى القص) تأخذ بعين الاعتبار تأثير لامركزية الدعامات . وبما أن تشكيل المفاصل اللدنة على امتداد الطول مهم ، فإن النموذج المقترح يتطلب أن ينفذ كما هو موصوف بالشكل (4−7) و (4−8) ، الذي يتطلب استعمال 4 عناصر داعمة ، وعنصري قص نابضيين و 6 عناصر جائز – عمود لتمثيل كل عنصر جدار حمال والإطار المحيط.

4−4−3− تطبيق النموذج الكلي (Application of the Model):

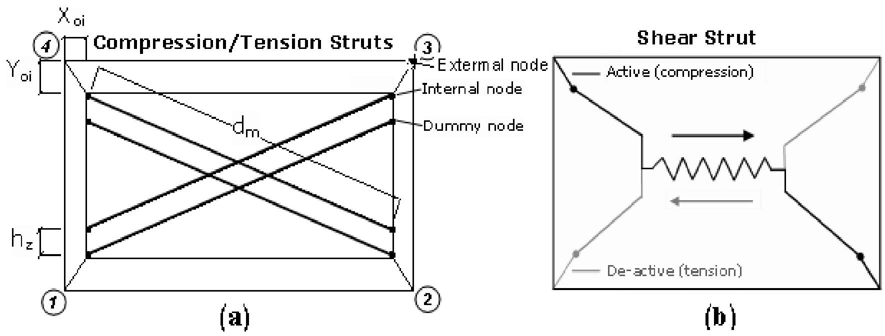
4−4−3−1− البرنامج المستخدم:

النموذج المُتَبَنّى طُبّقَ في برنامج SeismoStruct (SeismoSoft,2008) ، وهو برنامج أساسه ليف و مجموعة عناصر محدودة قادر على توقع سلوك الإزاحات الكبيرة للإطارات الفراغية تحت تأثير التحميل الستاتيكي أو الديناميكي يَأْخذُ في الحسبان تأثير اللاخطية الهندسية geometric nonlinearities وتأثير لاخطية المادةmaterial inelasticity . و يحتوي البرنامج على مكتبة كبيرة من العناصر الثلاثية الأبعاد التي تستخدم لتعريف المقاطع الفولاذية و البيتونية وعناصر جدارية مستوية غير مرنة لتعريف جدران الملء.

4-4-3-2- العنصر الجداري في البرنامج :

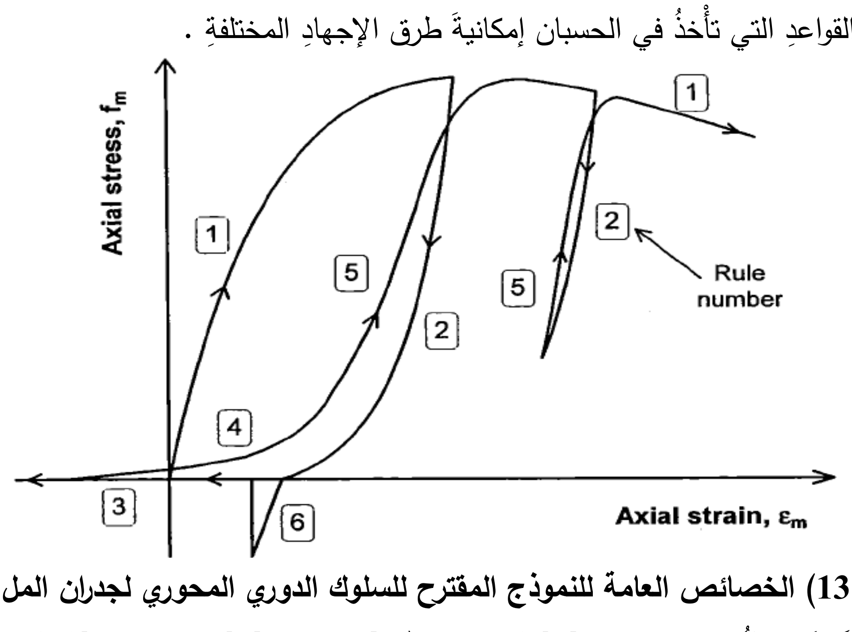
قام الباحث Crisafulli [24] بتطوير وبرمجة عنصر جداري مستوي بأربعة عقد، ومن ثم طبق هذا العنصر في برنامج SeismoStruct من قبل الباحث Blandon [110] لتَمْثيل سلوكِ الجدران اللاخطي في الإطارات المملوءة تحت تأثير التحميل الدوري. هذه العنصر موجود في مكتبة البرنامج باسم عنصر جدار الملء غير المرن Inelastic infill panel element - infill.

يمثل العنصر الجداري بست دعامات (الشكل رقم (4-13))، حيث يوجد في كل اتجاه قطري دعامتان متوازيتان و لنقل الحمولات المحورية عبر زاويتي القطر المتقابلتين ودعامة وحيدة لنقل القصِّ من أعلى مستوي الجدار إلى أسفله (الشكل رقم (4-12)) . تعمل دعامة القص على القطرِ المضغوط وكذلك تربط الزوايا العلوية للعنصر مع الزوايا السفلية بالاعتماد على تشوه مستوي الجدار.



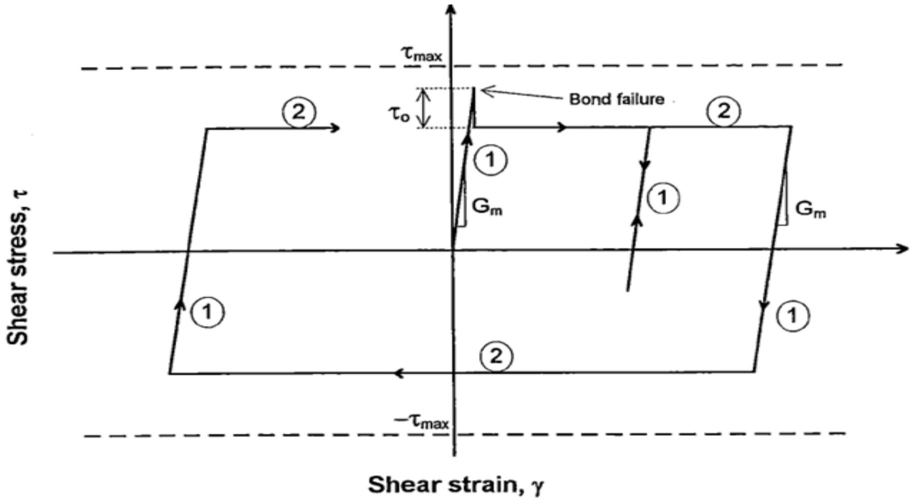
الشكل (4-12) :(a) ترتيبات العنصر الجداري،(b) نمذجة نابض القص [109].

تَستعملُ الدعاماتُ الأربع الأولى (الشكل(4-12)a) نموذج السلوك التراجعي لدعامة الجدار الحامل المطوّرَ مِن قِبل الباحث Crisafulli [24] (masonry strut hysteresis model) ،كما سبق ونوقش بالفقرة (3-2) حيث يَشْملُ القواعدِ التي تأْخذُ في الحسبان إمكانيةَ طرق الإجهادِ المختلفةِ .



الشكل (4-13) الخصائص العامة للنموذج المقترح للسلوك الدوري المحوري لجدران الملء [109].

بينما دعامة القصَّ تَستعملُ قاعدة bilinear التراجعية (hysteresis bilinear rule) المناقشة بالفقرة (3-3). يبين الشكل رقمِ (4-13)b. نموذج القصّ بنابض القصِّ في كلا اتجاهي التحميل.



الشكل (4−14)الاستجابة التحليلية لاستجابة القص الدورية لسوقات المونة (قاعدة bilinear) [109].

كما يمكن أيضاً تطبيق العنصر الجداري للنموذج المقترح باستخدام برنامج RUAUMOKO كما طبق الباحث Crisafulli [24].

في هذه الأطروحة سيتم تطبيق النموذج المقترح باستخدام برنامج (SeismoStruct

وننوه أن هذه النموذج المقترح قد طبق باستخدام SeismoStruct في دراسات تمت في جامعة EUROPEAN SCHOOL FOR ADVANCED STUDIES IN REDUCTION OF SEISMIC RISK (ROSE SCHOOL)

قام بها كل من الباحثين Blandon [110] و Smyrou [66] و EL EZZ [111] و Ali [68]

4−4−3−3− متغيرات النموذج (Parameters of the model):

يتضمن النموذج عددا كبيرا من المتغيرات يمكن أن تقسم إلى خصائص ميكانيكية وهندسية ومتغيرات تجريبية. الخصائص الميكانيكية والهندسية مطلوبة لتعريف سلوك دعامات الجدار. بينما المتغيرات التجريبية المتضمنة في النموذج ضرورية لحساب المتغيرات المرافقة للسلوك الدوري للجدار (الشكل(4-13) و(4-14)).

4−4−2−3−1− الخصائص الميكانيكية (Mechanical Parameters):

<u>1− مقاومة الضغط للجدار:</u>

يسمح نموذج الدعامة المكافئ بحساب الصلابة للإطار المليء و القوى الداخلية في عناصر المنشأ عندما يتعرض المنشأ لقوى جانبية. تقدر مقاومة الضغط للدعامة القطرية بالعلاقة التالية [66]:

$$R_c = f'_{m\theta} \, A_{ms} \qquad (30\text{-}4)$$

حيث :

A_{sm} مساحة الدعامة المكافئة $A_{sm} = w.t$.

$f'_{m\theta}$ مقاومة الجدار الحامل على الحمولة القطرية عند الميل θ .

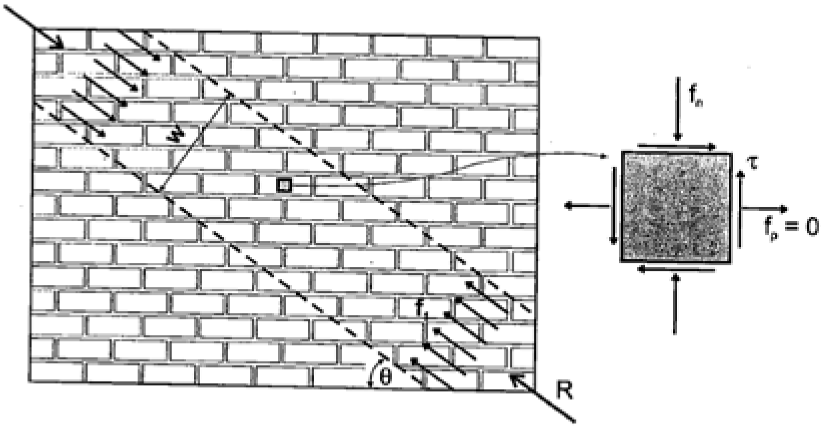
ونلاحظ أن هذه العلاقة تستخدم لتقدير مقاومة الجدار الحامل بشكل مستقل عن نمط الانهيار. وقد اقترحت نظرية الانهيار لتمثيل مقاومة القص للجدار تحت افتراض أن الانهيار يمكن أن يحصل وفقاً لثلاث آليات مختلفة ، هي انهيار القص – احتكاك وانهيار الشد القطري وانهيار الضغط . طورت هذه النظرية باعتبار إجهادات القص τ و الإجهادات الناظمية f_n في السوقات. وبافتراض أن الإجهادات المحورية المعامدة للسوقات يمكن أن تهمل.

وبالاعتماد على معادلات التوازن ، نحصل على ثلاث معادلات لتقدير مقاومة القص كتابع للإجهاد الناظمية والخصائص الميكانيكية للجدار الحامل .

ومن الممكن تحويل هذه العلاقات لتعبر عن معيار الانهيار من ناحية الإجهادات الرئيسية f_1 و f_2 و اتجاهاتها في ما يتعلق بالسوقات و الزاوية θ . ولكي نحصل على هذا التحويل ، يمكن استخدام المعادلات التالية وفقاً للترميز المقدم بالشكل (4–15)[66] :

$$f_n = f_1 \sin^2 \theta \qquad (31-4)$$

$$\tau = f_1 \sin\theta \cos\theta \qquad (32-4)$$



الشكل(4–15): حالة الإجهادات المعتبرة لتقدير مقاومة الجدار الحامل [66].

وقد افترض أن إجهاد الضغط f_1 موجب بالعلاقات (4–2) و(4–3). اشتقت العلاقات السابقة بافتراض أن الإجهاد الرئيسي f_2 في الجدار غير مهم. ووفقاً للنتائج العددية المحصول عليها من الباحث Crisafulli [24] فإن إجهاد الضغط f_1 هو أكبر بحوالي من 7 إلى 10 مرات من إجهاد الشد f_2 عند منتصف الجدار. يوضح الشكل (4–16) الاختلاف مابين الإحهادات الرئيسية على طول قطر الجدار التي تم الحصول عليها من مثال نموذجي. و باستنتاج مماثل من النتائج التي حصل عليها Riddington and Stafford Smith [8] والتي أظهرت أن الإجهاد f_2 عند الجزء الوسطي يساوي تقريباً 0.58 من متوسط إجهاد القص بالاعتماد على تحليل العناصر المحدودة للإطارات المليئة الذي يعبر عنه بقوة الدعامة كالتالي :

$$f_2 = 0.58 \frac{R}{d_m\, t} \qquad (33-4)$$

حيث:

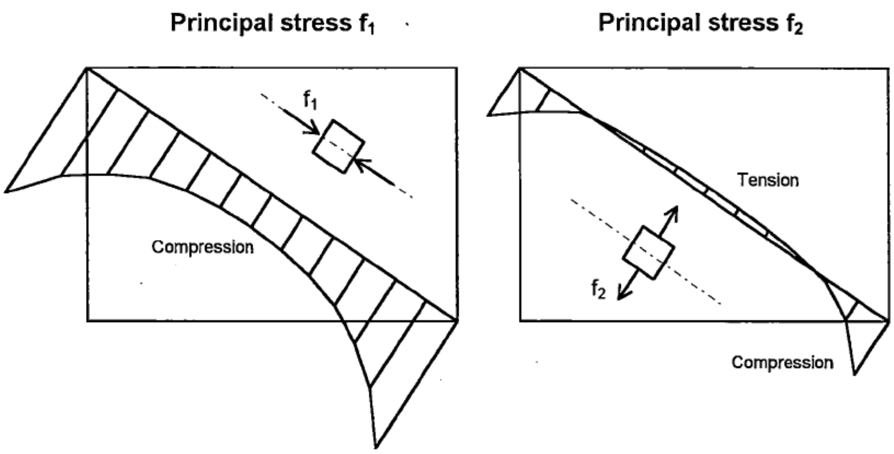
d_m الطول القطري للجدار الحامل .

t سماكة الجدار الحامل .

أظهرت مقارنة المعادلة (4–4) مع الإجهاد الرئيسي f_1 المعطى بالعلاقة التالية :

$$f_1 = \frac{R}{w\, t} \qquad (34-4)$$

أن الإجهاد f_1 أكبر من الإجهاد f_2 بـ 6.7 إلى 11.5. من أجل قيم للعرض المكافئ w تساوي إلى 0.25 و 0.15 من d_m على التوالي . لذلك يمكن افتراض $f_2 = 0$.



الشكل(4−16): اختلاف الإجهادات الرئيسية على طول قطر الجدار الحامل في الإطار المليء المتعرض لقوى جانبية [24].

ووفقاً للنتائج التجريبية [108]. فإن انهيار الضغط عادة ما يحدث عندما يكون الإجهاد الطبيعي f_n أكبر بشكل ملحوظ من إجهاد القص τ ، وبشكل محدد عندما $f_{mo} > 8\,\tau$. يتحقق الشرط السابق (باستخدام العلاقات (4−31) و (4−32)) عندما تكون $\tan\theta > 8$ أو $\theta > 82.9°$.

وكحالة عامة تحسب $f'_{m\theta}$ من العلاقة (4−33) بعد تقدير مقاومة الجدار على الضغط العمودي f_n و باعتبار أن $f_1 = f'_{m\theta}$ ، وبتبديل في العلاقة (4−33) نحصل على :

$$f'_{m\theta} = \frac{f_1}{\sin^2\theta} \qquad (35-4)$$

<u>2− معامل المرونة:</u>

يُمثّلُ معامل المرونة الميل الأوليَ لمنحنى الإجهاد − التشوه. تُوْجَدَ في الأبحاث عدة طرق لحسابِ Em، معظمها يربط معامل المرونة للجدار بمقاومة الضغط. تنحصر قيم أغلب المعادلاتُ التجريبية لمعامل المرونة وبشكل مُحدّد ضمن المتراجحة التالية $400\ f_{m\theta} < E_m < 1000\ f_{m\theta}$، و يَعطي الباحثان Paulay and Priestley [78] والباحث Sahlin [112] العلاقة التالية:

$$(36\text{-}4)\ E_m = 750 f_m$$

بينما اقترح الباحث San Bartolomé [113] العلاقة التالية:

$$(37\text{-}4)\ E_m = 500 f_m$$

استنتج الباحثان Sinha and Pedresch [114] بعدعدة تجارب على جدران بأنواع مختلفة من البوك والمونة العلاقة التالية:

$$(38\text{-}4)\ E_m = 1180\, f_m^{0.83}$$

بينما أعطى الباحث Hendry [115]العلاقة التالية:

$$(39\text{-}4)E_m = 1180\, f_m^{0.50}$$

وبسبب هذا الاختلاف الكبير للقِيَم،فقد ستنتج عِدّة باحثون Paulay and Priestley [78] والباحث Sahlin [112] العلاقة التالية:

$$(40\text{-}4)E_m = 1000 f_m$$

3– قوّةِ الشدّ f_t :

تُمثِّلُ قوّةَ الشدَّ للجدار أَو القوّةِ الرابطـةَ للوصلةِ ما بين الجدار و الإطار.و يُمْكِنُ أَنْ تفترض قيمتها صفرا لأنها صغيرة جداً بالمقارنة مع مقاومة الضغط وتأثيرها بسيط على الاستجابة العامة للمنشأ.

4– قوه القص الرابطة ζ_0 ومعامل الاحتكاك μ:

تنتج قوّة القصَّ كمجموعة آليتين هي مقاومة الرابطةِ ومقاومة الاحتكاك بين البلوك وسوقات المونة . يُمْكِنُ أَنْ يعبر عن قوّة القصَّ كناتج جمع قوّةِ القصِّ الرابطة الأوليةِ τ_0 و معامل الاحتكاك μ مضروباً بالقيمة المطلقةِ لمقاومة الضغط الطبيعية في الاتجاه العمودي على سوقات المونة . تتبنى هذه الطريقة لوصِفْ القصَّ عموماً بكودات التصميمَ بشكل مستقل عن آليات الانهيار. يمكن أن تقدر قيم المتغيرات τ_0 و μ من اختبارات القصِّ المباشرةِ أَو مواصفاتِ التصميمِ، وعادة ما تكون هذه القيم المقدرة كبيرة. لذلك اقترح Mann and Müller [108] علاقات لتَخفيض القِيَمِ المقدرة مِنْ اختبارات القصِّ.

قيست τ_0 من قبل عدة باحثين مختلفينِ.حيث قدّمَ الباحث Hendry [115] نَتائِجَ تجريبيةَ حَصل عليها مِنْ الاختبارات باستعمال موادَ متنوّعةَ و تَفاوتتَ قيمة τ_0 مابين 0.3 إلى 0.6 MPa. أشار الباحثان Paulay and Priestley [78] بأنّ القِيَمِ المثاليةِ لـ τ_0 تَتراوحُ مابين 0.1 إلى 1.5MPa . كما اقترحت عِدّة علاقات تجريبية لكن استعمالها يَجِبُ أَنْ يَكُونَ حذراً أخذين بعين الاعتبار المتغيّرات العديدة التي تُؤثّرُ على قوّةِ القصَّ الرابطةِ .

تَتراوحُ قِيَمة معامل الاحتكاكُ μ مابينْ 0.1 إلى 1.2 طبقاً لعِدّة باحثون[78]، [115]. لاحظَ الباحث Atkinson [117] أن مجال معاملَ الاحتكاك μ يتراوح ما بين 0.7 إلى0.85 لعدد كبير من المواد ، لذلك يفضل استخدام القيمة 0.7 لـ μ كحد أدنى. بينما يَقترحُ الباحثان Priestley and Paulay [78] القيمة 0.3 لأغراضِ التصميمِ.

5–إجهاد القص الأعظمي ζ_{max}:

هو إجهادُ القصِّ الأعظمي في الجدار، والذي يُمكنُ استنتاجه باستعمال العلاقات المقترحة في نظرية Mann and Müller [108] والمُعَدَّلة من قبل الباحث Crisafulli [24] طبقاً لنمطِ الانهيار المتوقع.

6–التشوهات:

- **التشوه ε_m:** يُمثّلُ التشوه عند أعظم إجهاد ويُؤثّرُ على تعديلِ الصلابة لجزء المنحنى الصاعد في مخطط الإجهاد– التشوه. و تتراوح قيمته مِنْ 0.002 إلى 0.005 طبقاً للباحث Crisafulli [24]. و لقد أعطت القيمة 0.0012 أفضل النَتائِج

- **التشوه النهائي ε_u** : يُستَعملُ للتحكم بالجزء المنحدر من منحنى إجهادٍ– تشوه، الذي مُثل بقطع مكافئ للحُصُول على سيطرةِ أفضلِ لاستجابةِ الدعامةَ. وتعتمد لأجله القيمة $\varepsilon_u = 20\,\varepsilon_m$.
- **تشوه الإغلاق ε_{cl}**: يُعرّفُ هذا المتغير الإجهادَ التي تنتهي بعده التشققات جزئياً سامحة لإجهادات الضغطِ بالتَطور. إذ تتراوح القِيَم المُقترحة له ما بين (0–0.003).

4-2-3-2- الخصائص الهندسية (Geometrical Parameters):

المتغيرات الهندسيةَ للنموذجِ هي التباعد الأفقيَ و الشاقولي و سماكة الجدار و المسافة الشاقولية بين حرفي الدعامة ومساحة الدعامةِ.

1- التباعد الأفقي والشاقولي y_{0i} وx_{0i}:

وهذا يُمثّلُ تخفيضَ أبعاد الجدار بسبب عمق أعضاء الإطارَ.

2- السماكة t_w:

تمثل سماكة الجدار.

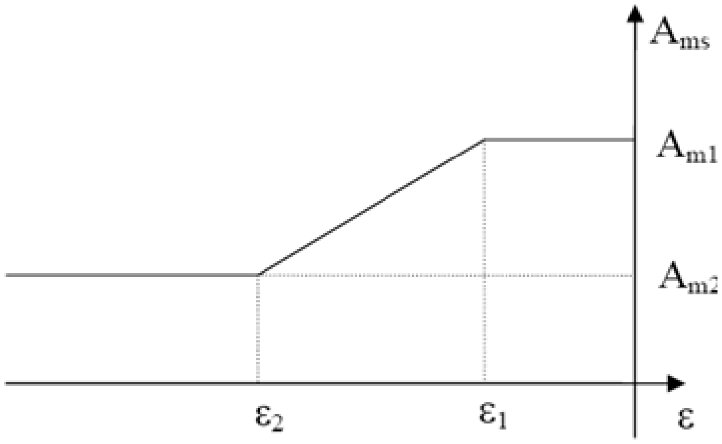
3-مساحة الدعامةA:

يعتبر تَقييم مساحة الدعامةِ المكافئةِ بشكل صحيح أمرا هاما لأنها في الحقيقة تتضمن صلابة جدران الملء وبالتالي تُؤثّرُ على المنشأ مباشرة.

إنّ مساحة الدعامةَ مُعَرَّفةُ كناتج ضرب سماكة الجدار بالعرضَ المكافئَ للدعامة، و التي تتراوح عادة بين 10 % و25% من قطرِ الجدار. وهناك عديد من العلاقات التجريبية لتقييمِ العرضِ المكافئِ المشروحة في الفقرة (انظر الفقرة 2-2-1-3). والنَتائِج الأكثر إقناعاً حُصِل عليها باستعمال العلاقة المقترحة من قبل الباحث Holmes [3] المُعطيةُ بالمعادلةِ (2-1). وننوه بأنّ القِيَمَ طبقاً للمعادلةِ (2-1) أعطتْ التقديرَ الأعلى لـ b_w وبالتالي للمساحة الأوليةِ للدعاماتِ .

المساحة المكافئة للدعامة A_{sm} ، يمكن أن تتناقص مع الانتقال الجانبي و بالتالي الانتقال المحوري يزداد كنتيجة لانخفاض طول الاتصال ما بين الجدار والإطار ، كما أنه يلاحظ في التحميل الدوري، انخفاض في الصلابة بعد تشقق جدران الملء. ويمكن اعتبار نقصان الصلابة الحاصل بتَخفيض معاملِ المرونة أَو بتخفيض مساحة الدعامةِ المكافئةِ حيث أن صلابة الدعامةِ تتناسب مع كلا من E_m و A_m.ولكي نعتبر هذه الحقيقة ، افترض في النموذج المقترح أن المساحة المكافئة تتغير كتابع للانتقال المحوري وفقاً للعلاقات التالية[24] (نظام الترميز موضح بالشكل (4-17)) :

$$
\begin{aligned}
A_{ms} &= A_{ms1} && if\varepsilon \geq \varepsilon_1 \\
A_{ms} &= A_{ms1} - (A_{ms1} - A_{ms2})\left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}\right) && if\varepsilon_1 < \varepsilon > \varepsilon_2 \qquad (40-4) \\
A_{ms} &= A_{ms2} && if\varepsilon \leq \varepsilon_1
\end{aligned}
$$



الشكل(4−17) : التغير في مساحة الدعامة للجدار الحامل كتابع للانتقال المحوري /[109].

كما وُضّحَ سابقاً عُرضُ النموذجَ خياراً هو أَنْ يَعبرَ عن انخفاض الصلابة بسبب التحميل الدوري وذلك بتَخفيض المساحة. لكن المعلومات غير كافية لتَقدير القِيَم العملية للمتغيرات التي تَصِفُ هذا التخفيض ، كما أشار له الباحث Crisafulli [24]. لذلك تفترض المساحة المتبقية 10% من مساحة الدعامة التي حسبت بعد التخفيض بسبب الفتحات. وبالنسبة للإزاحات ε_1 وε_2 فتحسب من العلاقات $\varepsilon_1 = \varepsilon'_m d_m /10$ و $\varepsilon_2 = \varepsilon'_m /2d_m$ (حيث d_m طول دعامة لجدار الملء) .

كما إن وجود الفتحات يخفض من الصلابة الأوليَة للجدرانِ. ويمكن اعتبار نقصان الصلابة الحاصل بتَخفيض معاملِ المرونة أَو بتخفيض مساحة الدعامةِ المكافئةِ حيث أن صلابة الدعامةِ تتناسب مع كلا من E_m و A_m .

<u>4− المسافة الشاقولية بين حرفي الدعامة h_z:</u>

تعطي القيم 1/2 to 1/3 من طول الاتصال z للمسافة الشاقولية بين حرفي الدعامة hz نَتائِجِ معقولةِ. ، حيث z مُعطى بالعلاقة التالية [66] :

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \qquad (41-4)$$

حيث:

λ ، تعطى بالعلاقة التالية :

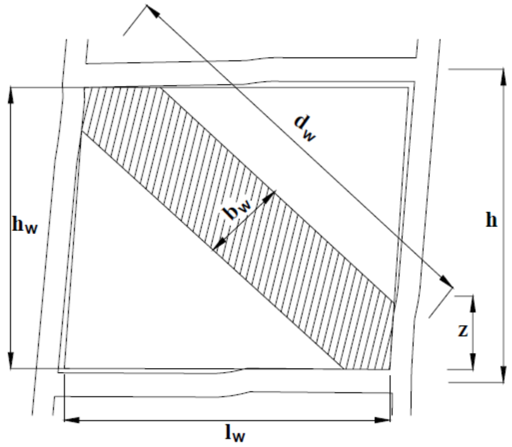
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E\ t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_p h_w}} \qquad (42-4)$$

حيث :

EcIc صلابة الانعطاف للأعمدةِ.

θ ميل قطرِ الجدار.

بينما المتغيرات الأخرى مُوَضَّحة في الشكل رقمِ (4−18).



الشكل (4−18): الخصائص الهندسية لجدار الملء [66].

4−2−4−2−3− المتغيرات التجريبية (Empirical Parameters) :

هنالك عدد مِنْ المتغيرات التجريبيةِ تَشتركُ في حسابِ مختلفِ المتغيرات المرتبطة بالسلوكِ الدوريِ وهي :

- γ_{um}: يستخدم هذا المعامل في علاقة إيجاد معامل المرونة E_{un} في حالة التفريغ للمنحني المعرف بالقاعدة رقم (2) بالشكل رقم (4−15).
- α_{re}: يستخدم هذا المعامل في علاقة إيجاد التشوه ε_{re} لنقطة إعادة التحميل عند نهاية المنحني المعرف بالقاعدة رقم (5) بالشكل رقم (4−15).
- α_{ch}: يستخدم هذا المعامل في علاقة إيجاد التشوه ε_{ch} لنقطة التغير بالانحناء عند الانتقال من المنحني المعرف بالقاعدة رقم (4) للمنحني المعرف بالقاعدة رقم (5) بالشكل رقم (4−15).
- β_a: يستخدم هذا المعامل في علاقة إيجاد الإجهاد f_a للنقطة المساعدة في المنحني المعرف بالقاعدة رقم (2) بالشكل رقم (4−15).
- β_{ch}: يستخدم هذا المعامل في علاقة إيجاد الإجهاد f_{ch} لنقطة التغير بالانحناء عند الانتقال من المنحني المعرف بالقاعدة رقم (4) للمنحني المعرف بالقاعدة رقم (5) بالشكل رقم (4−15).
- γ_{plu}: يستخدم هذا المعامل في علاقة إيجاد معامل المرونة E_{plu} عند نقطة التلدن في المنحني المعرف بالقاعدة رقم (2) بالشكل رقم (4−15).
- γ_{plr}: يستخدم هذا المعامل في علاقة إيجاد معامل المرونة E_{plr} عند نقطة التلدن في المنحني المعرف بالقاعدة رقم (4) بالشكل رقم (4−15).
- e_{x1}: يستخدم هذا المعامل في علاقة إيجاد معامل المرونة E_{plu} عند نقطة التلدن في المنحني المعرف بالقاعدة رقم (2) بالشكل رقم (4−15).
- e_{x2}: دليل أسي أكبر من الصفر، يستخدم هذا علاقة إيجاد زيادة التشوه$\Delta\ \varepsilon_{re}$ في حالة إعادة التحميل بعد التفريغ.
- γ_s: معامل يعرف النسبة المسندة مِنْ صلابة الدعامة الكلية إلى نابض القصِّ..
- α_s: هوعاملُ تخفيض القصِّ ويُمثّلُ نسبةَ إجهادِ القصِّ الأقصى τ_{max} إلى الإجهادِ المتوسطِ τ_{av} في الجدار،ويستخدم هذا المعامل ليأخذ بالاعتبار التوزيع غير المنتظم لإجهادات القص على طول المقطع الأفقي.

عرّفَ Crisafulli [24] القيم الحديةَ للمتغيرات وأقترح مجال لهذه القِيَم، والذي أستنتجه بعد التجاربِ وحصل على نَتائِج واقعية.

الجدول (4−1): المتغيرات التجريبية حسب Crisafulli [24].

المتغيرات	القيم المقترحة	مجال القيم	العلاقة المرافقة
γ_{um}	1.5 – 2.5	≥1	(20−3)
α_{re}	0.2 – 0.4	≥0	(27−3) و (32−3)
α_{ch}	0.3 – 0.6	0.1 – 0.7	(24−3)
β_{a}	1.5 – 2.0	≥0	(18−3) و (19−3)
β_{ch}	0.6 – 0.7	0.5 – 0.9	(22−3) و (33−3)
γ_{plu}	0.5 – 0.7	0 –1.0	(21−3)
γ_{plr}	1.1 – 1.5	≥1	(26−3)
e_{x1}	1.5 – 2.0	≥0	(21−3)
e_{x2}	1.0 – 1.5	≥0	(21−3)
γ_{s}	0.5 – 0.75		
α_{s}	1.4 – 1.65		

4−5− النتائج (Conclusions):

1) أجريت دراسة مقارنة من قبل الباحث Crisafulli [24] لتقدير قيود نموذج الدعامة الأحادية. وتشير نتائج هذه الدراسة إلى أن نموذج الدعامة الأحادية (بالرغم من بساطته) يعطي تقديرا كافيا لصلابة الإطار المليء و للقوى المحورية المتضمنة في عناصر الإطار من القوى الجانبية ، وتمثل إجراءا كافيا للتحاليل البسيطة التي تركز على الاستجابة العامة للمنشأ. ونحتاج لنموذج أكثر دقة للحصول على قيم واقعية لعزوم الانعطاف وقوى القص في الإطار.
2) حيث أن انهيار الرابط في سوقات المونة هو النوع الأكثر شيوعاً للانهيار الملاحظ في جدار الملء الحجري ، فقد قدمنا في هذا البحث شرحاً لنموذج مقترح من قبل الباحث Crisafulli [24] متعدد الدعامات لتمثيل هذه الحالة بشكل خاص. وهو يأخذ بعين الاعتبار سلوك الضغط والشد في الجدار بشكل منفصل وباستخدام الآلية الشبكية المضاعفة ونابض القص في كل اتجاه . وطبق هذا النموذج كعنصر جداري بأربعة نقاط ضمن برنامج SeismoStruct وبرنامج RUAUMOKO.
3) الأعمدة البيتونية المسلحة في الإطارات المليئة عرضة لأن تبدي انهيار قص بالانزلاق. ومن الصعب تمثيل هذه الظاهرة في النموذج التحليلي بسبب أن مقاومة القص تعتمد على آليات مقاومة مختلفة ويمكن

أن تتأثر بالقوى المحورية المؤثرة على عناصر الإطار. حيث انهيار الانزلاق يمكن أن يؤثر بشكل ملحوظ على استجابة الإطارات المليئة، وتحتاج لأجراء تحقيقات إضافية بخصوص هذا الموضوع.

الفصل الخامس

النماذج التحليلية المقترحة

PROPOSED ANALYTICAL MODELS

5-1- مقدمة:

استخدمت عدة أنواع مختلفة من النماذج لتحليل المنشآت الإطارية المليئة. ويعتمد اختيار النموذج على خصائص كل حالة. نقدم في هذا الفصل 5 نماذج (أربعة نماذج لإطارات مستوية ونموذج مبنى فراغي) استخدمنا فيها نموذج كلي مكافئ لتمثيل جدران الملء الحاملة في الإطارات المليئة الخاضعة لهزة أرضية وهو نموذج الدعامة الثنائي اللاخطي الدوري (A double-strut nonlinear cyclic model) المقترح من قبل الباحث Crisafulli [24]. و تم استخدام التحليل الديناميكي اللاخطي للتاريخ الزمني .

اختارنا للنموذج الأول إطارا مستويا تم تجريبه مسبقا على هزة ديناميكية غير حقيقية [118] حيث تم نمذجته تحليليا على برنامج SeismoStruct ومقارنة النتائج التحليلية بالنتائج التجريبية من قبل الباحث Smyrou [66] وهذا الإطار كان محط عدد من الدراسات نذكر منها :

[51]، [52]، [66] ، [111]، [118]، [119]، [120]، [121]، [122]، [123]، [124]

ونظراً لعدم إمكانية إجراء تجارب للإطار على الحمولات الدورية في مخابر الجامعة . فإننا قمنا بنمذجة وتحليل نفس الإطار مرة بوجود جدران ملء ومرة بدونها وبنفس المتغيرات المعطاة لدى الباحث Pinto [118] و Smyrou [66] ومقارنة النتائج التحليلية بنتائجهم لزيادة التأكد من موثقية البرنامج والتمثيل .

أما في النموذج الثاني فقد تم استخدام نفس الإطار ونفس الهزة الاصطناعية المعطاة في النموذج الأول لكن بعد تغيير الخواص الميكانيكية للمواد لتتوافق مع المواد المتوفرة في سوريا و قمنا بنمذجة وتحليل الإطار مرة بوجود جدران ملء ومرة بدونها ثم قارنا النتائج .

أما في النموذج الثالث فقد تم استخدام نفس الإطار بخصائص المواد المتوفرة في سوريا مع تبديل عناصر الأعمدة والجوائز بعناصر ضعيفة و استخدمت هزة Loma Prieta (USA) سوريا و قمنا بنمذجة وتحليل الإطار مرة بوجود جدران ملء ومرة بدونها ومن ثم قارنا النتائج.

أما في النموذج الرابع فقد تم استخدام نفس الإطار بخصائص المواد المتوفرة في سوريا لكن بتغير ارتفاع الطابق الأرضي ثلاث مرات بزيادة 1m كل مرة و استخدمت هزة Loma Prieta (USA) سوريا و قمنا بنمذجة وتحليل الإطار مرة بوجود جدران ملء ومرة بدونها في كل حالة ومن ثم قارنا النتائج.

أما في النموذج الخامس فقد قمنا بنمذجة مبنى فراغي إطاري مملوء بجدران ون قمنا بنمذجة وتحليل المبنى مرة بوجود جدران ملء ومرة بدونها في كل حالة ومن ثم قارنا النتائج..

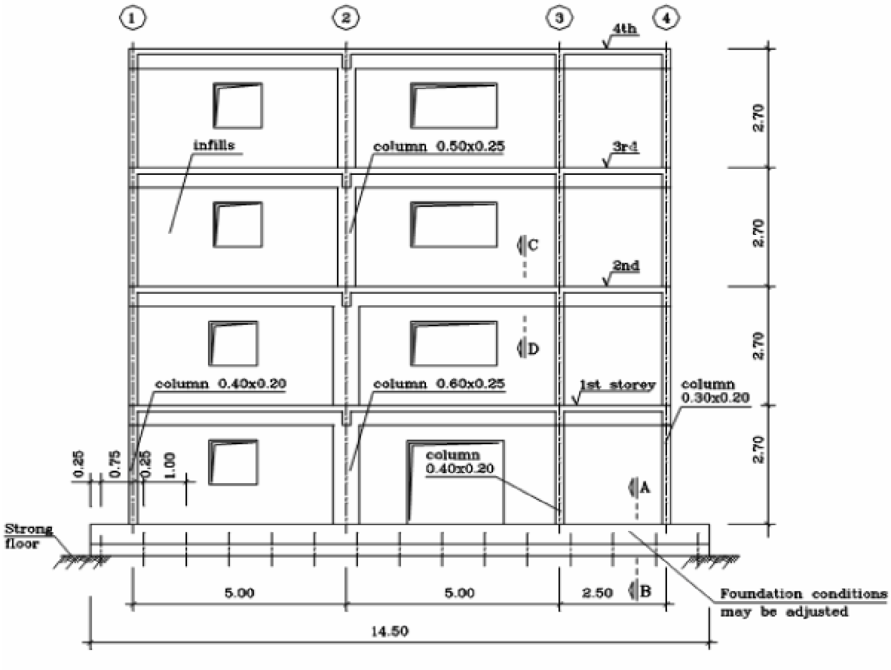
كُلّ التحليلات نُفّذتْ باستخدام برنامجِ "SeismoStruct V5.0.5"، حيث أنه يمكن بهذا البرنامج تطبيق النموذج الكلي المكافئ لتمثيل جدران الملء في الإطارات المليئة.

5-2- النموذج التحليلي الأول :

عبارة عن إطار مستوي تم تجريبه على هزة ديناميكية غير حقيقية [118]. والهدف من النموذج مقارنة النتائج بنتائج الدراسات السابقة لزيادة التأكد من موثقية البرنامج والتمثيل نظراً لعدم إمكانية تجريب الإطار على هزة ديناميكية غير حقيقية في الجامعة .

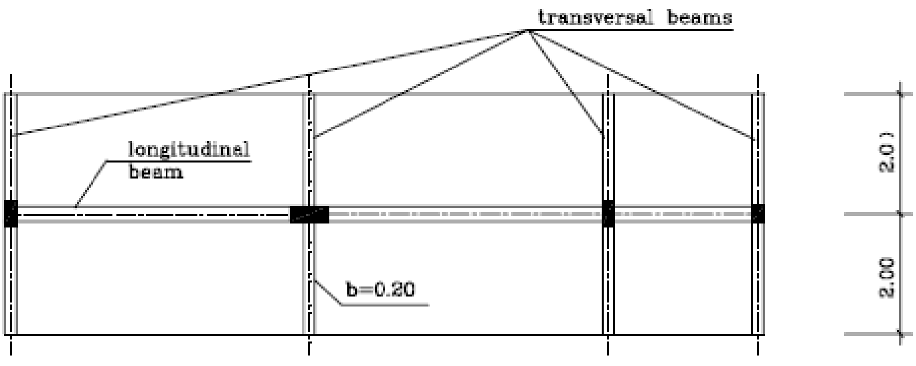
5-2-2- التفاصيل الهندسية و تفصيلات التسليح :

يُعتَبَرَ الإطار المختبر RC ممثلَ لبناء مصمم ومستخدم قبل 40-50 سنة في عدة بلدان. صمم الإطارَ لمُقَاوَمَة الأحمالِ الشاقولية فقط .



ELEVATION

الشكل (5-1): المسقط الشاقولي للإطار RC بجدران ملء[124] .

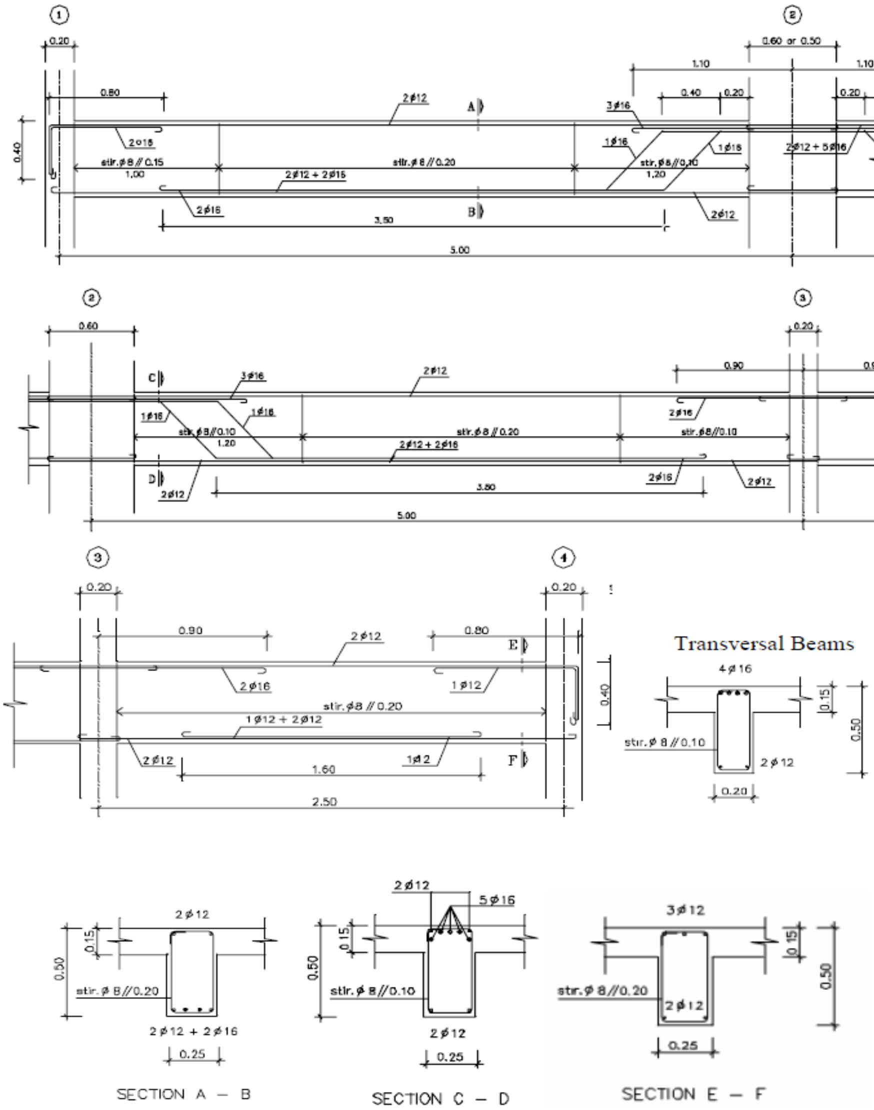


PLAN

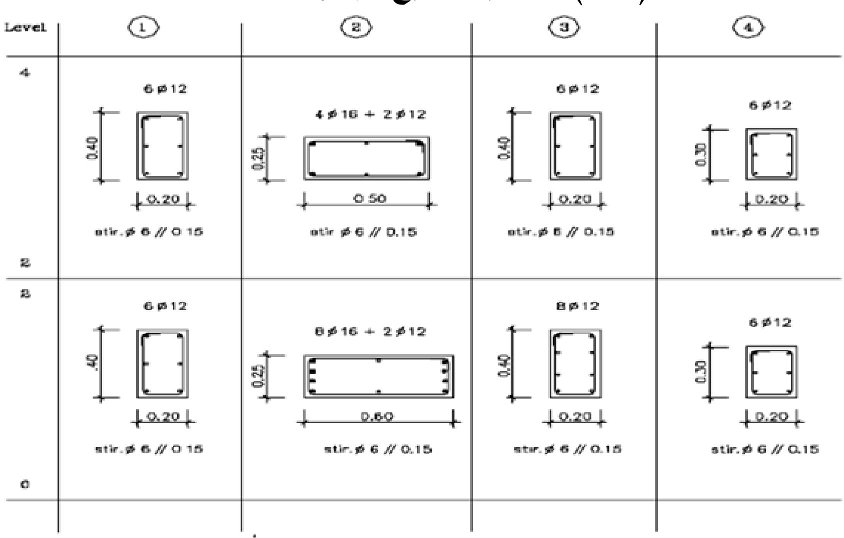
الشكل (5-2): المسقط الأفقي للإطار RC بجدران ملء[124] .

الإطار المدروس مؤلف من أربعة طوابق وثلاث فتحات، حيث إن الفتحتين الأولى والثانية 5.0m والثالثة 2.5m والارتفاع بين الطوابق 2.7m، سُمك البلاطة 0.15m. الأبعاد هندسية متساوية للجوائز في كُلّ الطوابقِ: 0.25×0.50m للجوائز الطولية و 0.20×0.50m للجوائز بالاتجاه الأخر. الأعمدة لَها نفس الأبعاد

الهندسيةِ على طول الارتفاع: 0.20×0.40m و0.20×0.30m ما عَدا العمود الثاني (القوي) بأبعادِ 0.60×0.25m، الذي صغر إلى 0.50×0.25m على الطابقِ الثالثِ والرابعِ.

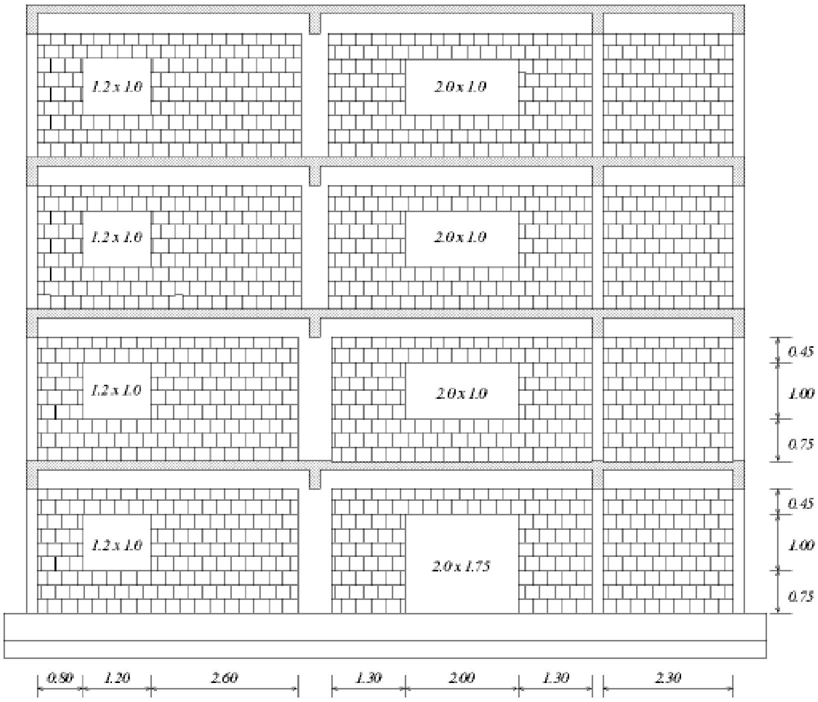


الشكل (5–3): تفاصيل تسليح الجائز [124].



الشكل (5–4): تفاصيل تسليح الأعمدة [124].

يَحتوي الجدار الخارجيِ الطويلِ على نافذة أبعادها (1.2 m×1.0 m) في كل الطوابق. وتحتوي الفتحة المركزية على باب أبعاده (2.0 m × 1.75 m) في المستوى الأرضيِ ونوافذ أبعادها (2.0 m × 1.0 m) في الطوابق الثلاث العلية . بينما لا تحتوي الفتحة الخارجية القصيرة (2.5 m) على فتحات . يوضح الشكل رقمَ (5−5) المخطط العامّ لموقعِ وأبعادِ الجدران المليئة .



الشكل (5−5): الإطار المملوء بأبعاد الفتحات وموقعها [124].

5−2−3− خصائص المواد :

اخترت المواد بحيث تكون خصائصها مماثلة بقدر الإمكان إلى تلك المستعملة في البناء في أواخر السبعيناتِ في البلدانِ الأوروبيةِ

الفولاذ المستعمل من صنفَ Fe B 22 k حيث أجريت اختبارات مقاومة الشد على نماذجِ القضبان الفولاذيةِ .ويوضح الجدول (5−1)الخصائص الميكانيكية المتوسطة للفولاذ بعد اختبار العينات.

الجدول (5−1): الخصائص الميكانيكية الرئيسية للفولاذ بعد اختبار العينات [66].

Mechanical properties	Value
Young modulus – E_m	204.5 GPa
Yield stress – f_{sym}	343.6 MPa
Hardening strain – ε_{shm}	3.03 %
Tangent modulus at beginning of hardening – E_{sh}	2.8 GPa
Ultimate strength – f_{sum}	451.5 MPa
Ultimate strain – ε_{sum}	22.9 %

. أستعمل البيتون صنف C16/20 ، وأجريت اختبارات مقاومة الضغط على العينات البيتونية ، وحصل على قيم متوسطة لكُلّ نوع من العناصرِ (الجوائز، الأعمدة، البلاطات) لكُلّ الطوابق.

الجدول (5−2): مقاومة الضغط المتوسطة بعد اختبار العينات [66].

Specimen group (casting phase)	Compressive cubic ultimate strength (MPa)
Base foundation	31.75
Columns 1st floor	16.66
Slab/Beams 1st floor	13.24
Columns 2nd floor	13.78
Slab/Beams 2nd floor	18.10
Columns 3rd floor	16.50
Slab/Beams 3rd floor	21.63
Columns 4th floor	13.58
Slab/Beams 4th floor	16.98

بنيت الجدران المليئة بعد بناء الإطارِ، واستعمل البلوك المفرغ المثقّب أفقياً بأبعادِ.0.120×0.245×0.245m وطبقة زريقة سمكاتها 15mm على كلا جانبي الجدار، مما يسبّبُ زيادةَ واضحةَ في الصلابة والمقاومة. اختبرت جدران الملء بالاتجاه القطريّ والعمودي والأفقي .و يبين الجدول (5−3) القيم المتوسطة للضغطِ ، وقصّ و مقاومة الشد الناتجة .

الجدول (5−3): الخصائص الميكانيكية لجدران الملء الحجرية الحاملة [66].

Masonry Wallet Strength	Average Values (MPa)	Type of Test
Compressive	1.10	Compressive perpendicular to bed joints
Tensile	0.575	Diagonal Compression
Shear	0.575	Diagonal Compression

5−2−4− حمولات الإطار:

عُرّفتْ الحمولات العمودية لكي تحاكي كُلّ الحمولات الميتة وهي:

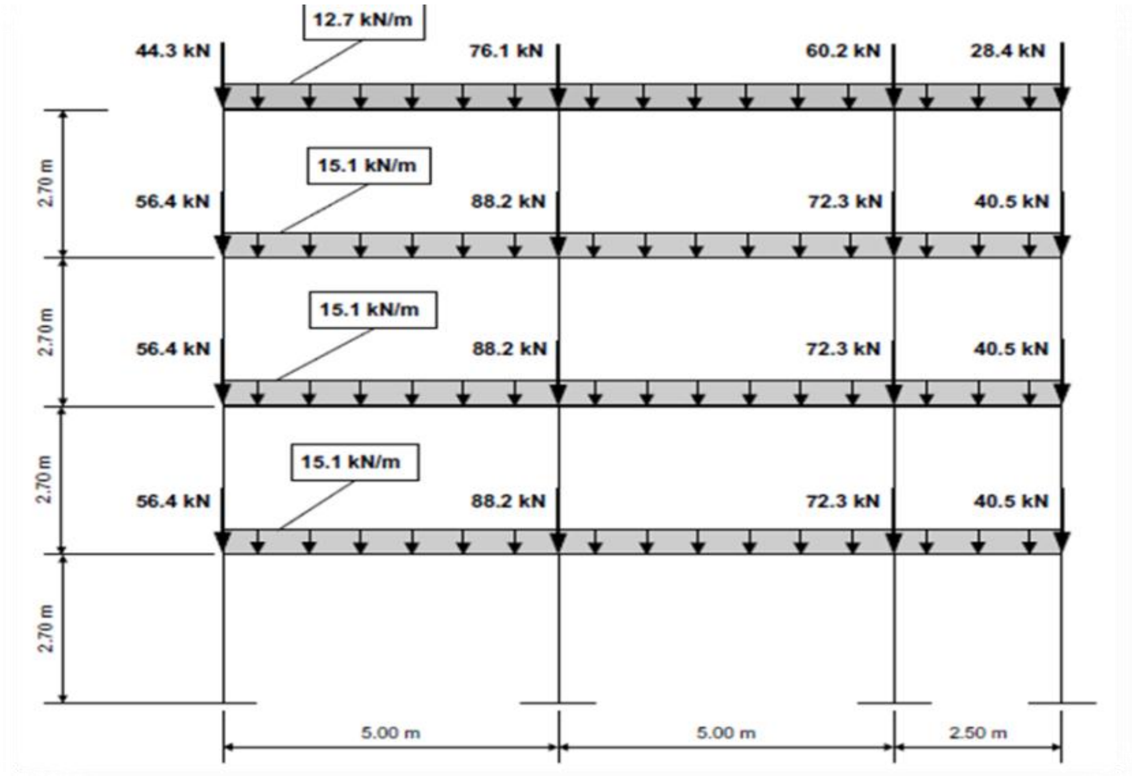
1− الوزن الذاتي: 3.75 Kn/m².

2− وزن الإكساءات: 0.75 Kn/m².

3− وزن الجوائز العرضية: 2.5 Kn/m².

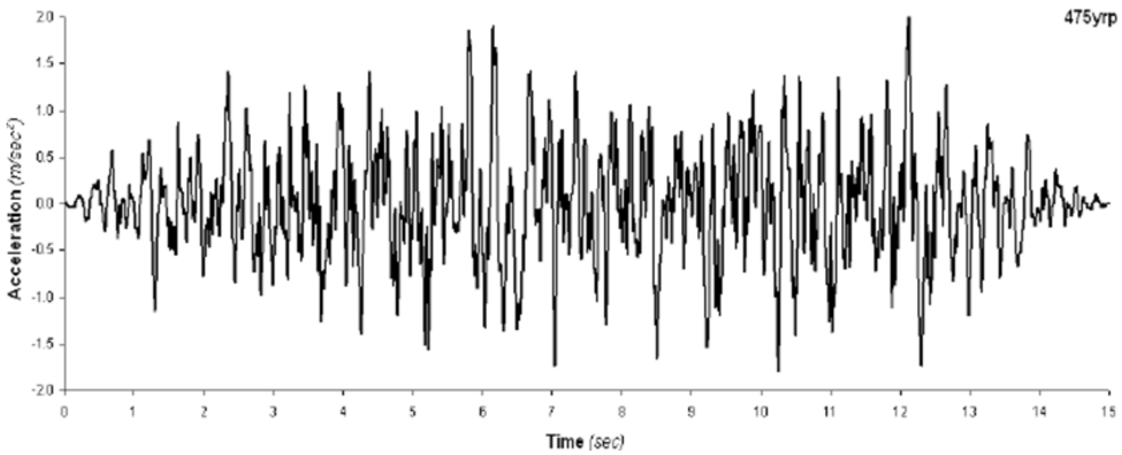
4− وزن جدار الملء: 1.1 Kn/m².

5− حمولة حية: 1.0 Kn/m² (قيمة شبه دائمة).



الشكل (5–6) مخطط الحمولات العمودية المؤثرة على الإطار المدروس [123].

استخدمت الهزة نفسها المستخدمة في تجربةPinto. حيث ولدت تسارعات لتواريخِ زمنية بشكل اصطناعي [Campos-Costa and Pinto] [125]



الشكل (5–7): تسارعات التاريخ الزمني لاحتمال عودة بعد 475 yrp [66].

5–2–4- الكتلة :

إنّ الكتلةَ الكلية للإطار هي 179.23 ton. وهي عبارة عن الوزنَ الذاتي لإطار، والحمل الحيّ، ووزن الاكساءات، وأحمال ذاتية أخرى مثل البلاطات والجوائز العرضية وأيضاً الوزن الذاتي لجدران الملء. ويوضح الجدول(5–4) الكتلةَ عند كل عقدة للإطارِ المَمْلُوءِ .

الجدول (5-4): كتلة الإطار المليء [66].

	Mass (tonne)			
Floor	**Column 1**	**Column 2**	**Column 3**	**Column 4**
1	9.943	17.371	13.679	6.255
2	9.943	17.371	13.679	6.255
3	9.943	17.371	13.679	6.255
4	7.752	14.230	10.991	4.513

5-2-5- نمذجة الإطار المدروس :

تمت نمذجة الإطار المدروس في برنامج SeismoStruct . حيث قُسّمَ كُلّ عنصر هيكلي إلى أربعة عناصرِ عمودِ – جائز غير مرنةِ بالطولِ الأصغرِ في نهاياتِ العنصر لِكي نضمن النمذجة الدقيقَة لمناطقِ المفاصل اللدنة المتوقّعةِ. و نمذجة الجوائز والأعمدة ممتدة مِنْ مركزِ عقدة عمودِ- جائز إلى مركز العقدة التالية.

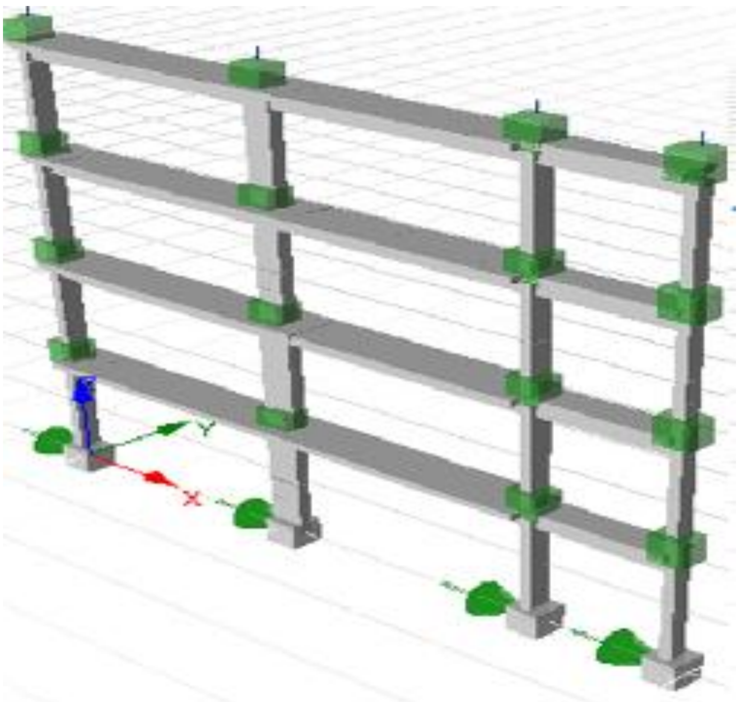
تم نمذجة الكتلة ككتلة مجمعة، بينما عرّفتْ الأحمال العمودية في النموذجِ كحمولة مطبقة في عُقَدِ عمودِ – جائز لتحاكي الوزنَ الذاتيَ للإطار متضمنة وزنِ الإكساءات والجدران المليئة، بالإضافة للحمولة الحيِّة. استخدمت عناصر الإطارِ غير المرنةِ (Inelastic frame elements-infrm DB) ، وقسّمَت إلى 200 ليف.

بالنسبة للمواد، استخدم نموذج البيتون المطوق اللاخطّي الثابتِ للبيتون [103] ، أما بالنسبة لفولاذ التسليح فقد تم استخدام نموذج مينغوتا- بينتوالذي طور من قبل الباحث Filippou لإدخال أثر التقسية بالانفعال ذات الخواص الموحد model with filippou isotropic hardening [126] . تم نمذجة خصائص المواد بالتفصيل باستعمال كُلّ المعلومات المتوفرة التي حصل عليها مِنْ التجاربِ على النماذجِ أثناء بناءِ حالةِ الإطار المدروس (راجع الفقرة 5-3-3).ومما زاد ا في صعوبة النمذجة القيم غير الموحّدة لخصائص المواد في عناصر البيتون المختلفة حيث أعطيت قيمة مختلفة لكُلّ نوع من العناصرِ (أيّ: الأعمدة، الجوائز) ، للحصول على تمثيل أكثر واقعية لإطار.

بالإضافة لذلك، تم مراعاة النمذجة الدقيقِة للتسليح في عِدّة مناطق من العناصر البيتونية. وبالتالي زاد عدد المقاطع اللازمة لنمذجة نهايات الجوائز و منتصف المجازات ، أي عند اختلاف التسليح بالمقطع. أُخِذَ العرض الفعّال للبلاطة مساوي إلى 1.0m للمجازات الطويلة و 0.6m للمجازات القصيرةَ.

عُرّفتْ شروط الاستناد للأعمدةِ الأرضيةِ كمساند ثابتة ، أي كأساسات قوية ، حيث زُوّدَت في المختبرِ ببلاطة مستمرة سميكة وجوائز أساسات عاليةِ بهدفِ تَثبيت المنشأ إلى أرضية المختبرِ القوية، منعا للانزلاق والانقلاب أثناء الاختبار. أُعيقتْ في العُقَدِ البقية درجات الحريةِ خارج المستوي حيث أن التحليلَ كَانَ ثنائي الأبعادَ.كما استخدمنا التحليل الديناميكي اللاخطي للتاريخ الزمني.

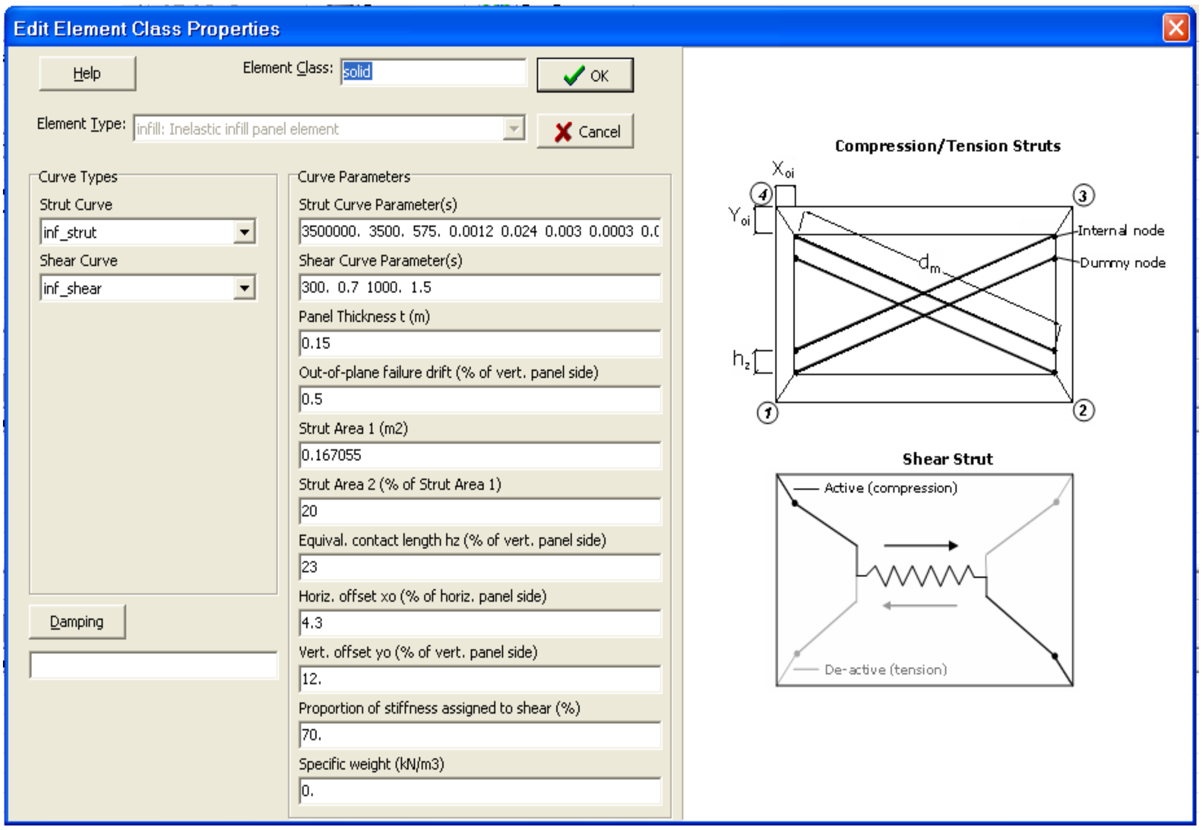
يوضح الشكل التالي الشكل النهائي للإطار المدروس بدون جدران ملء بعد نمذجته على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.



الشكل (5−8): الشكل النهائي للإطار بدون وجود جدران ملء على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.

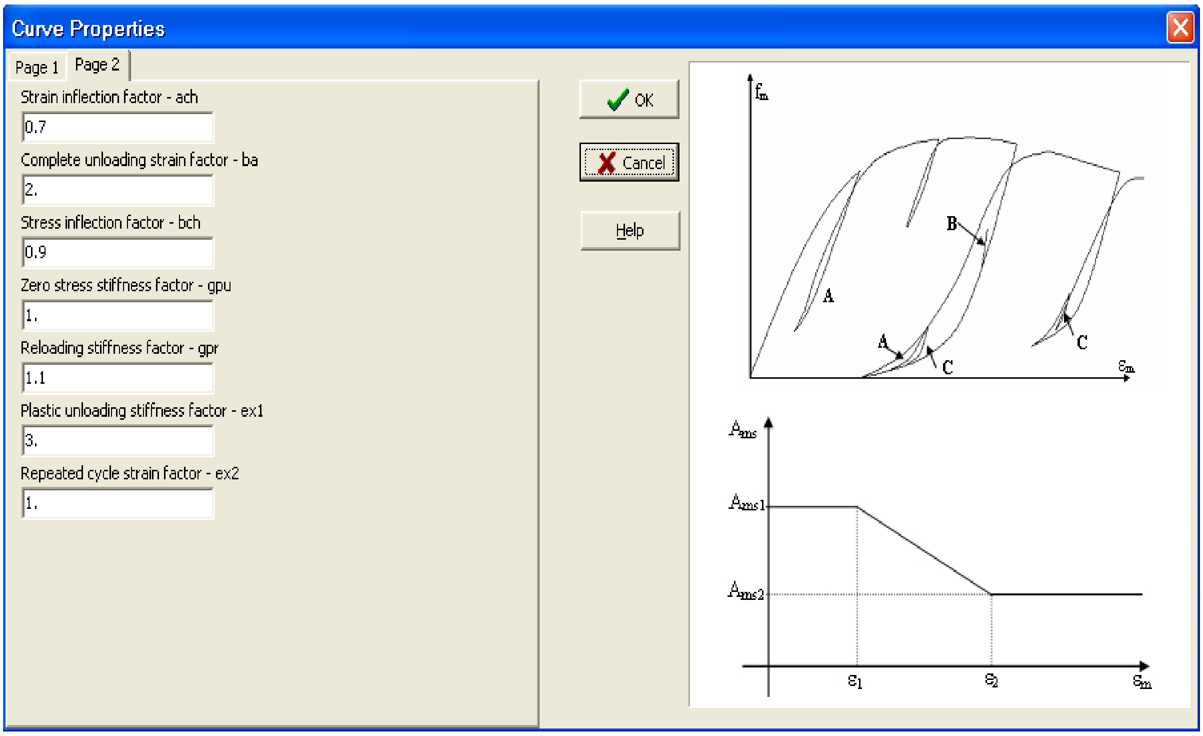
5−2−6− حساب واختيار المتغيرات النموذجية لجدران الملء للإطار المدروس :

لتعريف النموذج المكافئ لجدران الملء في برنامج **(SeismoStruct V5.0.5)** نستخدم النافذة المبينة



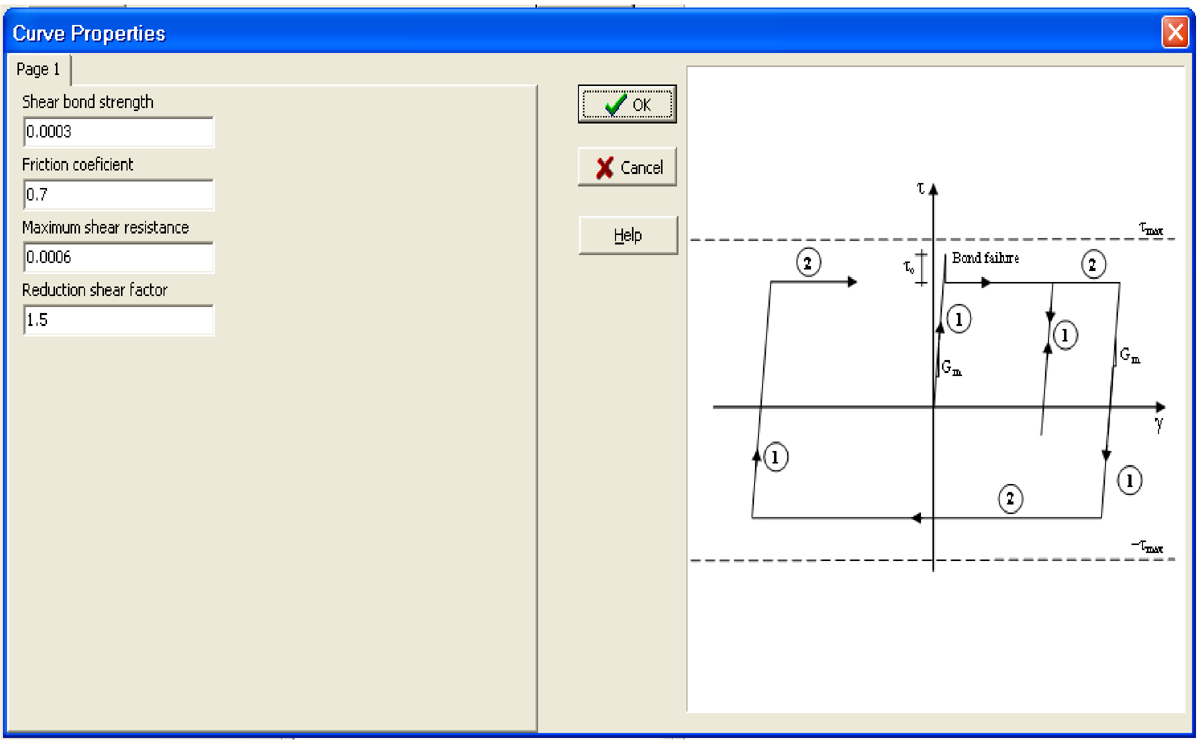
الشكل(5−9):تعريف النموذج المكافئ لجدران الملء باستخدام برنامج SeismoStruct V5.0.5 ، [109].

ولتعريف الخصائص العامة للنموذج المقترح للسلوك الدوري المحوري لجدران الملء نستخدم النافذة التالية



الشكل(5−10):تعريف الخصائص العامة للنموذج المقترح للسلوك الدوري المحوري للجدران الملء باستخدام برنامج SeismoStruct V5.0.5 ، [109].

ولتعريف الاستجابة التحليلية لاستجابة القص الدورية لسوقات المونة لجدران الملء نستخدم النافذة التالية



الشكل(5−11):تعريف الاستجابة التحليلية لاستجابة القص الدورية لسوقات المونة(قاعدة bilinear) للجدران الملء باستخدام برنامج SeismoStruct V5.0.5، [109].

في ما يلي نقدم قِيَم المتغيرات التجريبيةِ والهندسيةِ والميكانيكيةِ للنموذج المكافئ لجدران الملء للإطار المدروس والتي طُبِّقتْ بالإضافة إلى خطواتِ حسابهم أو اختيارهم وفق المقترحة في الأبحاث المعروضة سابقا.

5-2-6-1- الخصائص الميكانيكية :

قوة الضغط $f'_{m\theta}$:

قدرت القيمة المتوسطة لمقاومة الجدار في الاتجاه العمودي إلى لسوقات المونة بـ 1.11MPa [118]. واستعملت القيمة 1.1MPa لحِساب مقاومة الضغط في اتجاه الدعامةِ باستخدام المعادلة رقم (4-35). وبالتالي تتغير قيمة مقاومة الضغط لدعامةِ $f'_{m\theta}$ حسب نسبة الطول للعرضِ للجدار المليءَ. وبالتالي تكون قيمة $f'_{m\theta}$ للجدران الطويلةِ 2.2×4.6m بـ 5.0MPa وللجدران القصيرةِ 2.2×2.3m بـ3.5MPa .

معامل المرونة $E_{m\theta}$:

استخدمت في النموذج المعادلةِ (4-39) التي طبقت في نتائج العديد من الأبحاث. بالتالي و بموجب المعادلة (4-11) والقِيَم المَحْسُوبة لـ $f'_{m\theta}$ أعلاه ، تقدر قيم $E_{m\theta}$ للجدران الفتحات الطويلةِ والقصيرةِ بـ 5000MPa و 3500MPa على التوالي.

مقاومة الشد f'_t:

كما ذُكِرَ سابقا إن قيمة مقاومة الشد لَيْسَ لَها تأثيرُ هامُّ على الاستجابة العامّة حيث أنها أصغرُ بكثيرةُ مِنْ قوّةِ الضغط. لذلك يُمْكِنُ أَنْ تفرض صفر.وقدرت مقاومة الشد لهذه النماذجِ بـ 0.575MPa .

قوة القص ومعامل الاحتكاك واجهادات القص الأعظمية :

طبقت القيمة 0.3MPa لقوّةِ القصِّ الرابطةِ كقيمة متوسطة التي تُوافقُ توصياتَ عِدّة باحثون. واختير معامل الاحتكاك مساويا إلى 0.7، بينما اخترت القيمة 1MPa كتقدير معقول لإجهادِ القصِّ الأقصى.

التشوهات :

أعطت القيمة 0.0012 للتشوه $\acute{\varepsilon}_m$ عند الإجهاد الاعظمي أفضل النَتائِجِ في كثير من الأبحاث ، لذلك طبقت هذه القيمة لجميع الجدران المليئة في النموذجِ. و اخذ التشوه النهائي مساوياً $\varepsilon_u = 20\,\acute{\varepsilon}m$ وبالتالي تكون $\varepsilon_u = 0.024$. وأخيراً، أُخِذتْ القيمة 0.003 لتشوه الإغلاقε_{cl}.

5-2-6-2- الخصائص الهندسية :

التباعد الأفقي والشاقولي :

حُسِبَ التباعد الأفقي والعمودي بالاستناد على أبعادِ الجوائز والأعمدةِ بالإضافة إلى الأبعادِ الصافيةِ لجدران الملء حيث أن التباعد العمودي y_{oi} لكُلّ الجدران يساوي إلى نِصْفِ ارتفاع الجائز مقسّمَ على الارتفاع الصافي للجدار المليء، أي : 12% في حالة التباعد الأفقي ، وتَتفاوتُ قيمةَ x_{oi} حيث أن الأعمدةِ لَها أبعادُ مختلفةُ ، بالإضافة إلى أن الفتحات غير متساوية الطول. حيث أن الطول الصافي للجدار المليء للفتحة الصغيرة يساوي 2.3m، بينما الطول الصافي للجدارين في الفتحات الطويلة يساوي إلى 4.6m. وبالتالي فإن التباعد الأفقي للجدار المليء الصغير يساوي إلى 0.10/2.3 أي : 4.3% . أما في الفتحات الطويلة قد افترض أنّ العمودَ الأقوى يُسيطرُ لذلك حُسِبَ x_{oi} مساوية إلى 0.3/4.6 أي: .6.5% .

المسافة الشاقولية بين حرفي الدعامة h_z وسماكة الجدار المليء :

بتطبيق العلاقات(4−41) و(4−42) تكون قيمة hz هي 23% و17% للجدران الملء والقصيرةِ والطويلة على التوالي.وننوه إلى أن طولَ الاتصال مختلفُ لكُلّ جانب من الجدار المليء بسبب الأبعاد المختلفة للأعمدةِ .و في هذه الحالةِ تم افتراض قيمة متوسطةَ لـ z. بالإضافة لذلك ، يَتفاوتُ طولَ الاتصال z على طول ارتفاع الإطارِ للجدار المليء الذي يتصل بالعمودِ القوي، لكن هذا الاختلاف بسيط لا يأخذ بالاعتبار .

لحساب λ استعملت القيمة 30000 MPa لمعاملِ مرونة البيتون ، بينما أُدخلتْ القيمة التي حسبت سابقاً لمعاملِ المرونة لجدار الملء.

أخيراً، أخذت سُماكة جدار الملء t_w =0.15m ، باعتبار أن سماكة البلوك 0.12m و يَغطّي كلا جانبين الجدار بالزريقة بعرض 15mm .

مساحة الدعامة :

إنّ مساحة الدعامةَ مُعَرَّفةُ كناتج ضرب سماكة الجدار بالعرضَ المكافئَ للدعامة حيث استخدمت العلاقة (2−1) لحساب العرض المكافئ. وبالتالي حسبت مساحة الدعاماتِ للجدران المليئة للفتحات الطويلةِ والقصيرةِ بشكلَ أولي مساوية إلى 0.2550m2 و 0.1591m2 على التوالي .

أما بالنسبة لإدخال تأثيرَ الفتحات فقد استعملت عوامل تخفيضِ تجريبيةِ لإنقاص مساحة الدعامةَ. في حالة الإطار المدروس هنالك فتحات مختلفة بالأبعادِ والموقعِ (الشكل رقم (5−5)) ، حيث تَتضمّنُ الجدران المليئة الجانبية – اليسارية نافذة كبيرة غير متوضعة بالمنتصف، بينما يحتوي الجدار في الفتحة الوسطية في الطابق الأرضي على باب، و تحتوي بقيةَ الجدران في الفتحة الوسطية في الطوابقِ العليا على نافذة صغيرة مركزية . الأمر الذي يَستلزمُ نسب مئويةَ مختلفةَ للتخفيض التي يفرضُها وجود كُلّ فتحة . لِهذا ، في النموذجِ ، فإن مساحة الدعامةَ للجدران بالنافذةِ الصغيرةِ والنافذة الكبيرة والباب مقدرة بـ 70% و 60% و50% على التوالي مِنْ مساحة الدعامةِ المكافئةِ التي حَسبَت أولياً قبل اعتبار وجود الفتحات. وقد حددت هذه النِسَب المئويةِ مقارنة بتلك المقترحة مِن قِبل الباحثان Pinho and Elnashai [119].

المساحة المتبقية 10% من المساحة التي حسبت بعد التخفيض بسبب الفتحات. أما بالنسبة لإزاحات ε_1 وε_2 فحسبت من العلاقات $\varepsilon_1 = \varepsilon'_m d_m /10$ و $\varepsilon_2 = \varepsilon'_m /2d_m$ (حيث d_m طول دعامة لجدار الملء) و بالتالي كانت القيم لجدران الملء الصغيرة $\varepsilon_1 = 0.0003$ و $\varepsilon_2 = 0.0006$ ولجدران الملء الكبيرةِ $\varepsilon_1 = 0.0005$ و $\varepsilon_2 = 0.0009$.

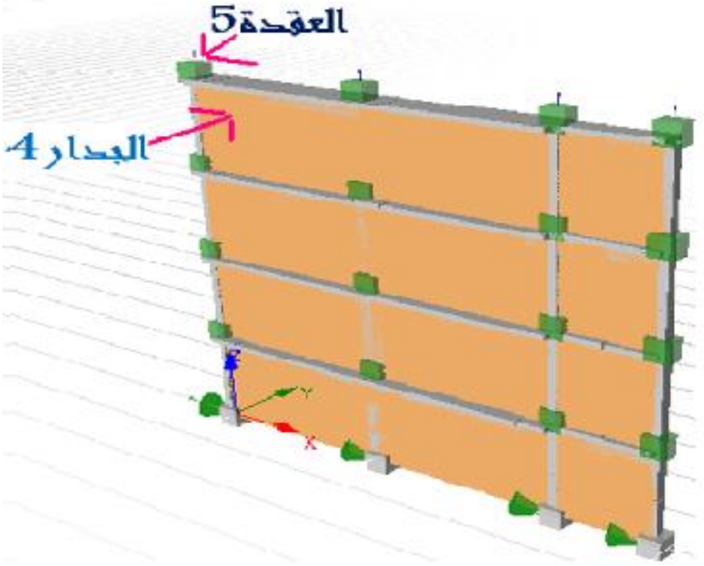
5−2−6−3− المتغيرات التجريبية :

يوضح الجدول (5−5) القِيَم المختارة والمُطَبَّقة للمتغيرات التجريبيةِ وأيضاً القيم المُقترحة وحدودها [66] . وقد استعملت قِيَم خارج المجال لأربعة مِنْ المتغيرات حيث أنها قادت لتقارب أكثر مع النَتائِجِ التجريبيةِ.

الجدول (5-5): المتغيرات التجريبية [66] .

المتغيرات	القيم المقترحة	مجال القيم	القيمة المستخدمة
γ_{um}	1.5 – 2.5	≥1	1.7
α_{re}	0.2 – 0.4	≥0	0.2
α_{ch}	0.3 – 0.6	0.1 – 0.7	0.7
β_{a}	1.5 – 2.0	≥0	2.0
β_{ch}	0.6 – 0.7	0.5 – 0.9	0.9
γ_{plu}	0.5 – 0.7	0 –1.0	1.0
γ_{plr}	1.1 – 1.5	≥1	1.1
e_{x1}	1.5 – 2.0	≥0	3.0
e_{x2}	1.0 – 1.5	≥0	1.0
γ_{s}	0.5 – 0.75		0.7
α_{s}	1.4 – 1.65		1.5

يوضح الشكل التالي الشكل النهائي للإطار المدروس بوجود جدران ملء بعد نمذجته على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.



الشكل (5-12): الشكل النهائي للإطار بوجود جدران ملء على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.

5-3-7- نتائج الدراسة التحليلية:

1- عند مقارنة نتائج التحليل التي أجريناها على برنامج SeismoStruct مع النتائج التجريبية لدى الباحث Pinto [118] والنتائج التحليلية لدى الباحث Smyrou [66] لاحظنا تقارب كبير ومرضي بين النتائج مما يزيد موثقية النموذج المكافئ المقترح لتمثيل الجدران المالئة في الإطارات المملوءة. حيث يوضح الجدول (5-6) قيم الدور ومقارنة مابين نتائج تحليلنا ونتائج التحليل المسجلة لدى الباحث Smyrou [66] ونلاحظ التقارب بقيم الدور. إن قيمة قوة القص القاعدي الأعظمية حسب تحليلنا للإطار هي (548.2 kn) و نلاحظ من الشكل (5-15) أن قيمة قوة القص القاعدي الأعظمية التحليلية عند الباحث Smyrou [66] تقريباً (600 kn).

2- بالنسبة للمتغيرات التجريبية للنموذج المكافئ المقترح تم تطبيق القيم المطبقة من قبل الباحث Smyrou [66] نفسها وكانت النتائج مرضية وقريبة من النتائج التجريبية لذلك يمكن الاعتماد عليها في النماذج الأخرى.

3- نلاحظ نقصان الدور بشكل كبير بحالة وجود الجدران بسبب تأثير صلابة هذه الجدران.

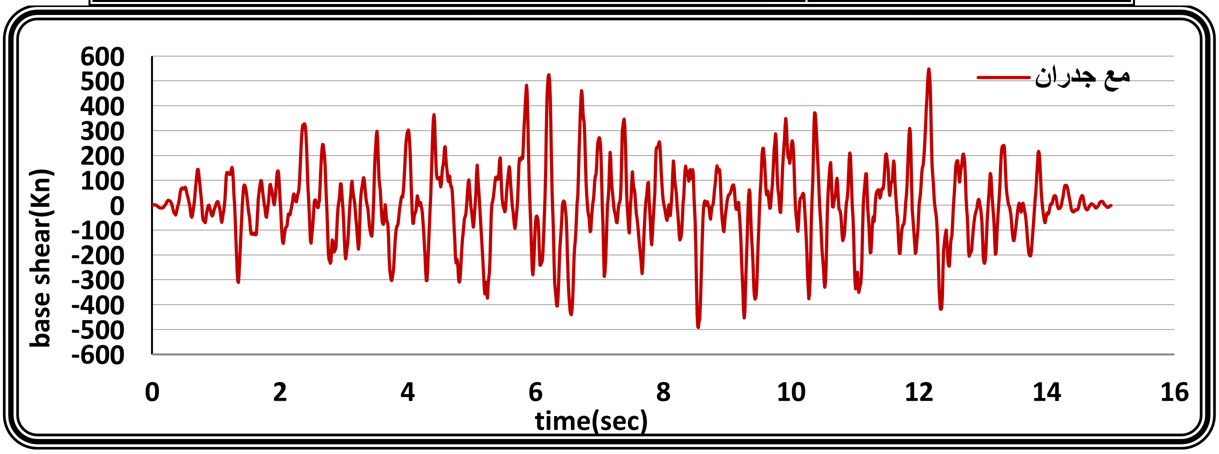
4- نلاحظ أن قوة القص القاعدي تضاعفت لحوالي مرتين ونصف في حال وجود الجدران

الجدول (5-6): مقارنة الدور التحليلي والتجريبي بدون جدران ومع وجود الجدران حسب مواصفات pinto

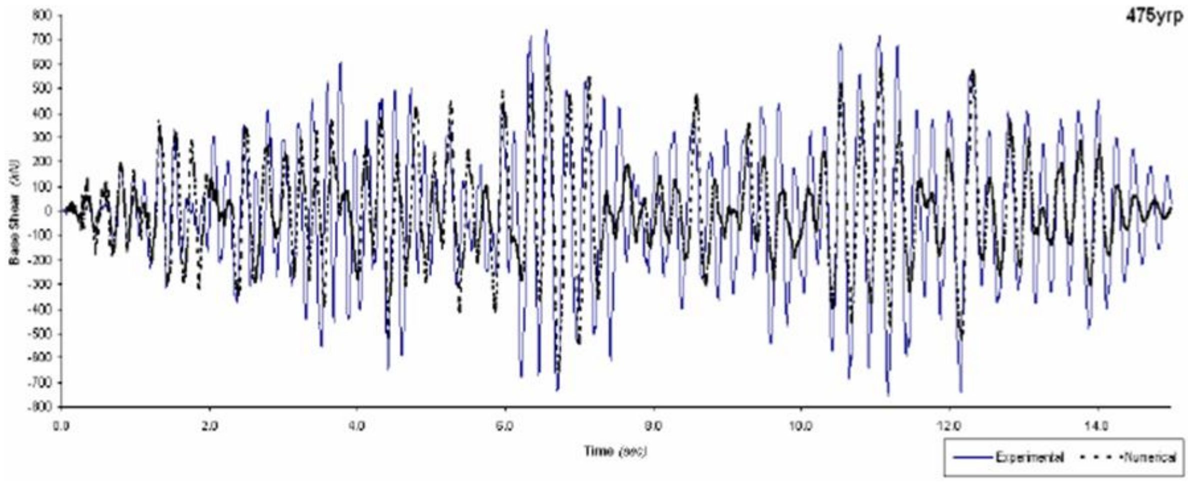
الدور	بدون جدران تجريبي pinto	بدون جدران تحليلي Smyrou	بدون جدران تحليلي حسب مواصفاتpinto (تحليلنا)	بدون جدران تحليلي / Smyrou بدون جدران تحليلي حسب مواصفاتpinto (تحليلنا)	مع جدران تحليلي حسب المواصفاتPinto(تحليلنا)
1st	0.64	0.68	0.68	100.0	0.095
2nd	0.24	0.25	0.23	92.0	0.073
3rd	0.13	0.15	0.14	93.3	0.063
4th	0.09	0.10	0.09	90.0	0.051

الجدول (5-7)القيم الأعظمية لقوة القص القاعدي.

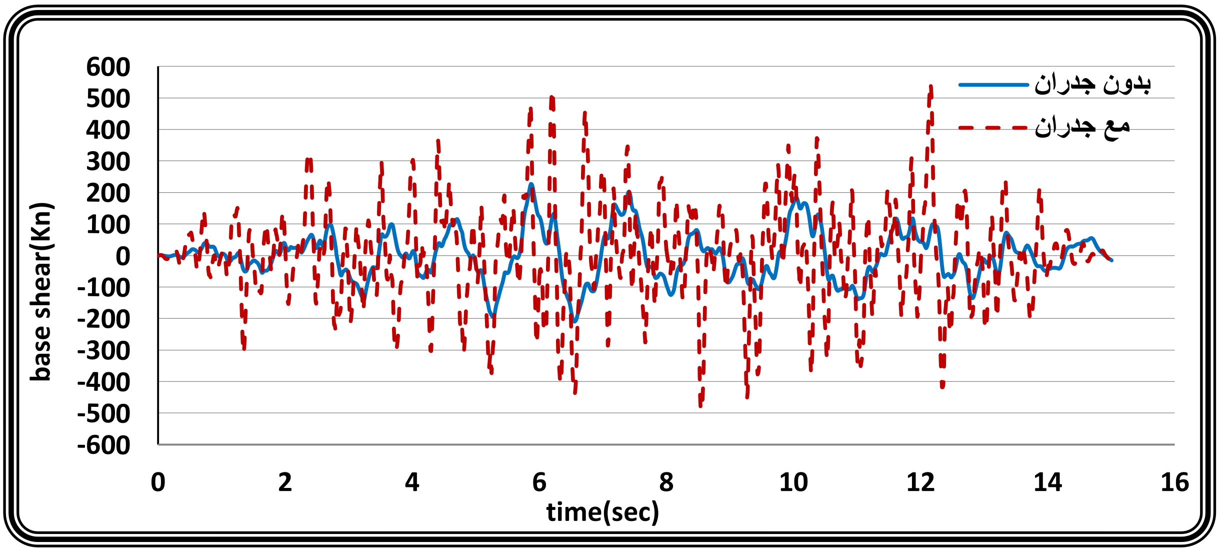
قوة القص القاعدي(kn)	بدون جدران	بوجود جدران	نسبة زيادة القوة
	226.92	548.20	241.6%



الشكل (5-13): القص القاعدي للإطار بوجود جدران ملء حسب مواصفات pinto (تحليلنا).



الشكل (5-14):مقارنة القص القاعدي للإطار بوجود جدران ملء ما بين النتائج التجريبية والتحليل الديناميكي المجرى من قبل Smyrou [66] .



الشكل (5-15):مقارنة القص القاعدي للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

5-3- النموذج التحليلي الثاني:

قمنا بهذا النموذج بنمذجة وتحليل نفس الإطار المستخدم بالنموذج الأول مرة بوجود جدران ملء ومرة بدون جدران ملء. لكن قمنا بتغير خصائص المواد لتوافق المواد المتواجدة بسوريا.

- الأبعاد الهندسية للجوائز والأعمدة هي نفس الأبعاد المطبقة بالنموذج الأول وكذلك نفس التسليح.
- الحمولات الشاقولية هي نفس الحمولات المطبقة بالنموذج الأول وكذلك نفس الكتلة.
- الهزة المطبقة هي نفس الهزة المطبقة بالنموذج الأول الموضحة بالشكل(5-7).
- خصائص المواد هي خصائص المواد المستخدمة بسوريا حسب مواصفاتنا وجدران الملء المستخدمة هي جدران من البلوك تم حساب خصائص تجريباً من قبل الباحث علي قرا [67] .
- التحليل المستخدم هو التحليل الديناميكي اللاخطي للتاريخ الزمني.

<u>خصائص المواد المستخدمة حسب مواصفاتنا:</u>

<u>أولاً : الإطار:</u>

مقاومة الضغط $f`c$ =20 Mpa

معامل المرونة للبيتون Ec = 29717.34 Mpa

الوزن الحجمي للبيتون 25 Kn/m3

إجهاد الخضوع للفولاذ fy =400Mpa

معامل المرونة للفولاذ Ey =200000Mpa

<u>ثانياً : جدران الملء:</u>

قدرت القيمة المتوسطة لمقاومة الضغط للجدار في الاتجاه العمودي إلى لسوقات المونة بـ $f`m$ =3.25 Mpa [67].

قمنا ببرمجة ورقة اكسل من اجل حساب المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران الملء أما المتغيرات التجريبية فطبقت القيم المستخدمة بالجدول(5-5) بجميع النماذج.

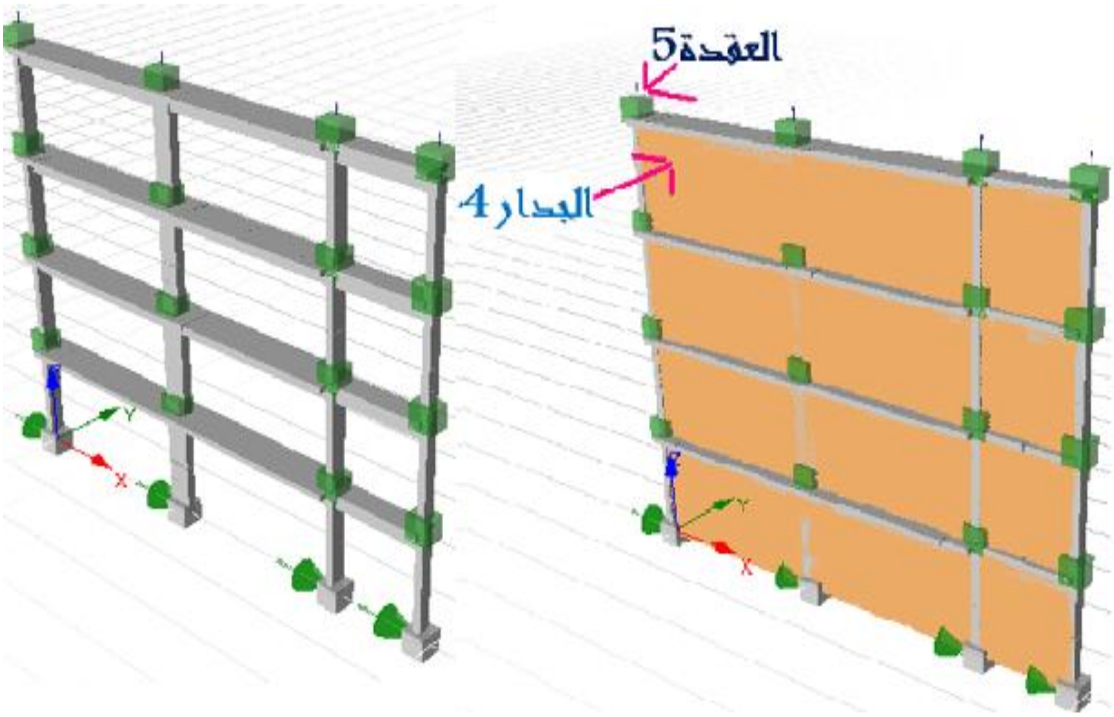
الجدول (5-8): المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران الفتحة الصغيرة.

جدار الفتحة الصغيرة (2.5mx2.7m)			
المعطيات:			
طول الجداربين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
l=	h=	H =	H =
2500	2700	500	500
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
b_1 =	h_1 =	b_2 =	h_2 =
200	300	200	400
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
f'n=	E_c =	ε'_m =	ε_{cl} =
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
t =			
150			
النتائج :			
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'_m	E_m =
0.763	1.526	6.802	6802.169
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
l_m =	h_m =	dm =	b_w =
2300	2200	3182.766	1060.922031
مساحة الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات صغيرة mm4
A_m =	$50\%A_m$ =	$60\%A_m$ =	$70\%A_m$ =
167095.22	83547.61	100257.13	116966.65
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
I_g =	ε_u =	ε_1 =	ε_2 =
1066666667	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
$X_{oi}\%$ =	$y_{oi}\%$ =	λ =	Z =
4.3	11.4	0.001	1135.540
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
hz %=			
17.2			

الجدول (5-9): المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران الفتحة الكبيرة.

جدار الفتحة الكبيرة (5mx2.7m)			
المعطيات:			
طول الجداربين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
l=	h=	H =	H =
5000	2700	500	500
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
b_1 =	h_1 =	b_2 =	h_2 =
200	400	600	400
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
f'n=	E_c=	`ε_m =	ε_{cl} =
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
t =			
150			
النتائج :			
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'm	Em =
0.446	0.892	17.459	17458.678
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
l_m=	h_m=	d_m =	b_w =
4600	2200	5099.020	1699.673171
مساحة الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحة كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحة صغيرة mm4
A_m=	50%A_m=	60%A_m=	70%A_m=
267698.52	133849.26	160619.11	187388.97
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
I_g=	ε_u =	ε_1 =	ε_2 =
3200000000	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
X_{oi}% =	y_{oi}% =	λ =	Z =
6.5	11.4	0.001	1256.682
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
hz %=			
19.0			

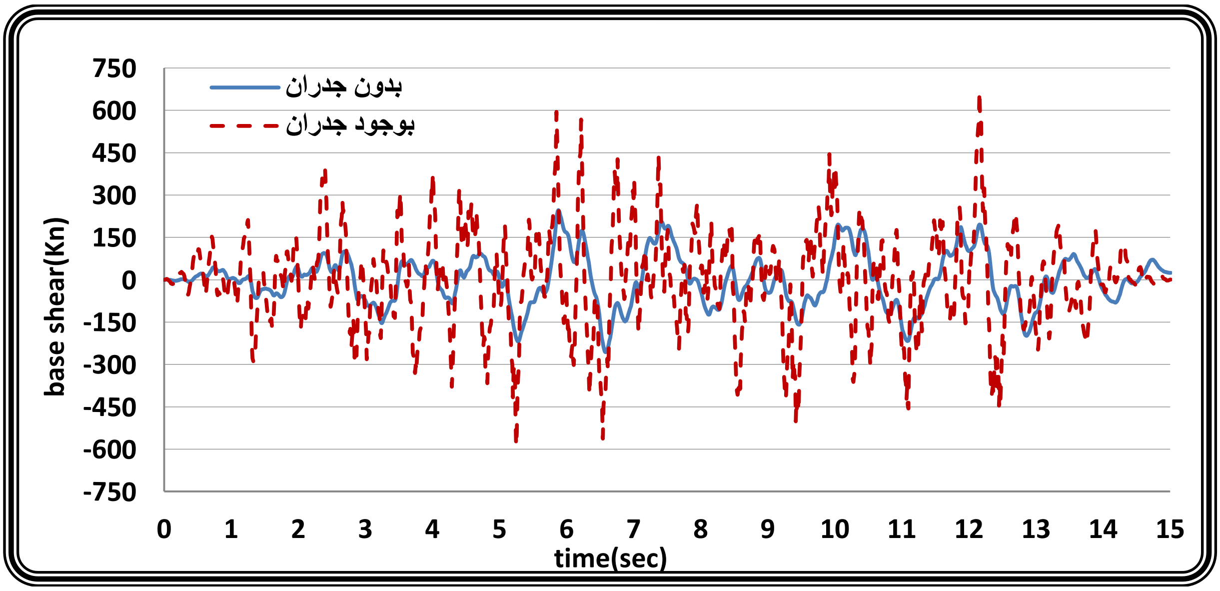
يوضح الشكل التالي الشكل النهائي للإطار المدروس بدون وبوجود جدران ملء بعد نمذجة على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.



الشكل (5- 16): الشكل النهائي للإطار بدون و بوجود جدران ملءعلى برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.

5-3-1 نتائج الدراسة التحليلية:

5-3-1-1 قوة القص القاعدي :

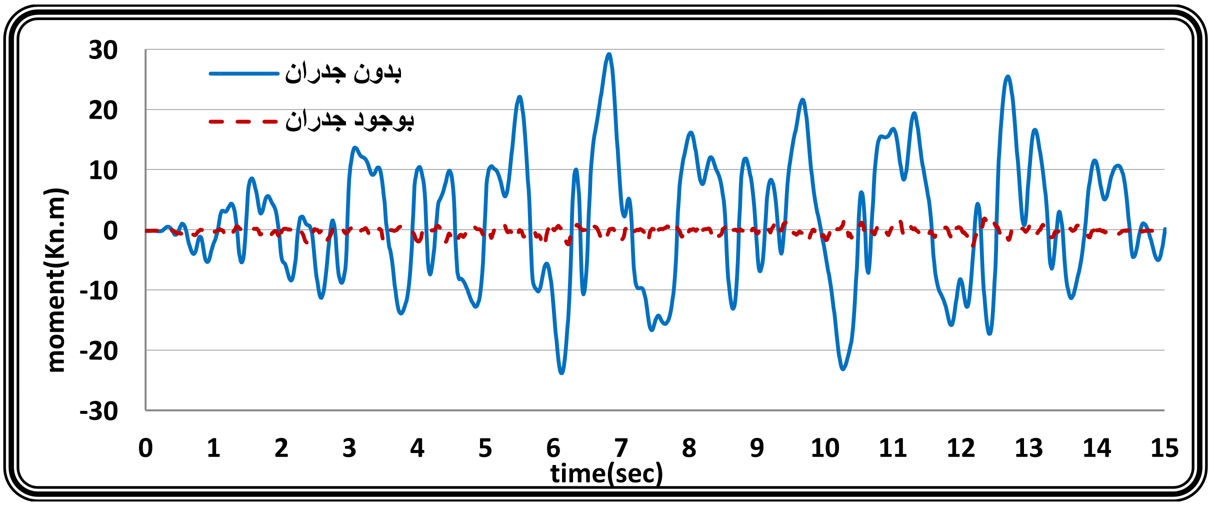


الشكل (5-17): مقارنة القص القاعدي للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

5-3-1-2- القوى الداخلية للإطار:

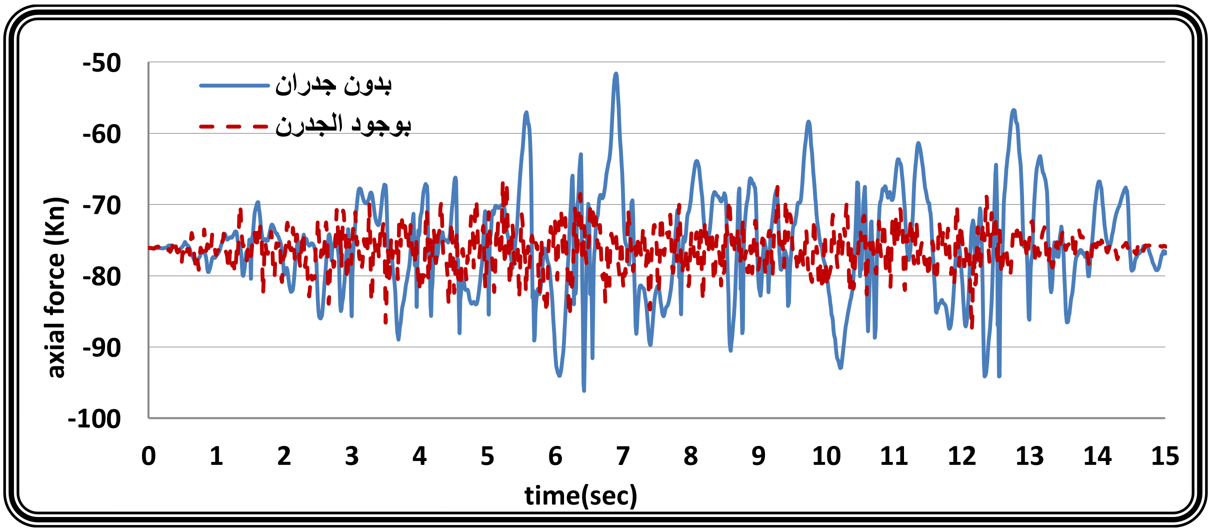
سنقوم بمقارنة القوى الداخلية (العزم والقوة المحورية وقوة القص) لحالة الإطار بدون جدران ملء وحالة وجود جدران ملء وذلك للعقدة العلوية رقم 5 الموضحة بالشكل رقم (5-16).

أ- العزم :



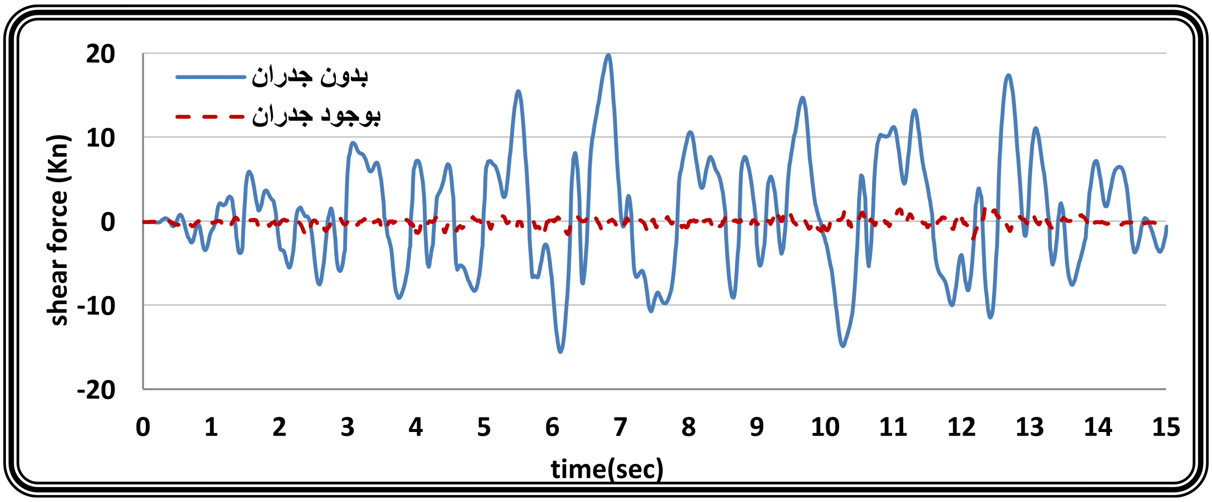
الشكل (5-18): مقارنة العزم للعقدة 5 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

ب- القوة المحورية :



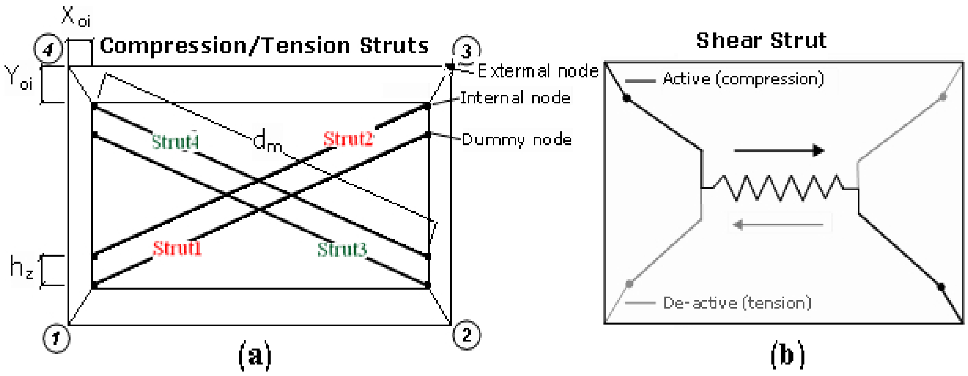
الشكل (5-19): مقارنة القوة المحورية للعقدة 5 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

ج- قوة القص :



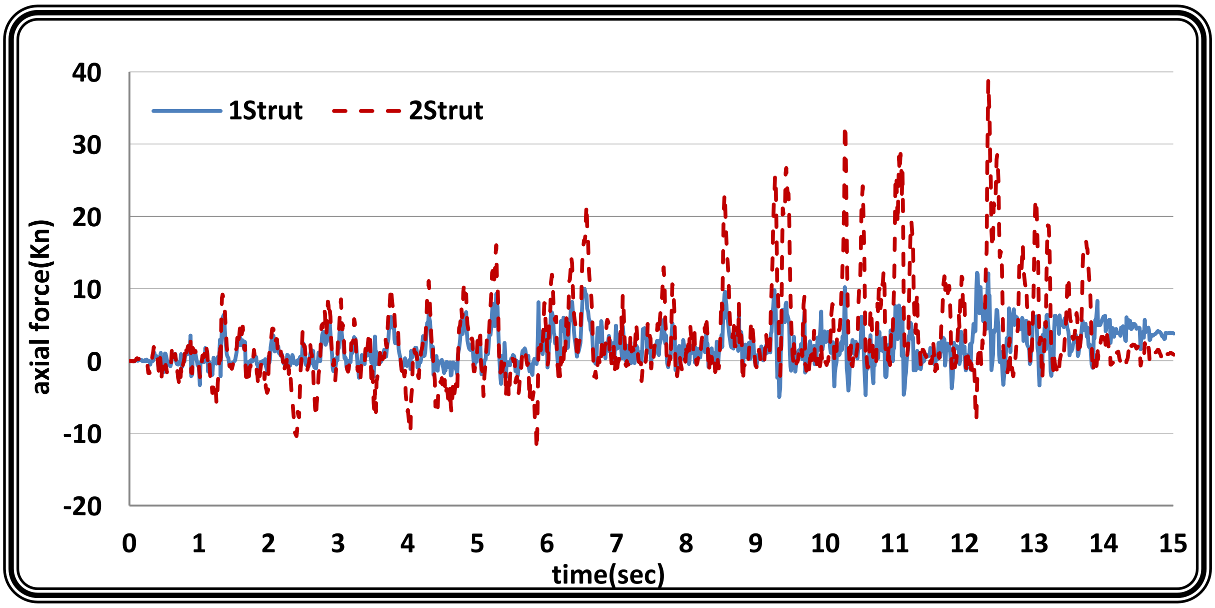
الشكل (5-20):مقارنة قوة القص للعقدة 5 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

5-3-1-3- القوى المتولدة بدعامات الجدار:

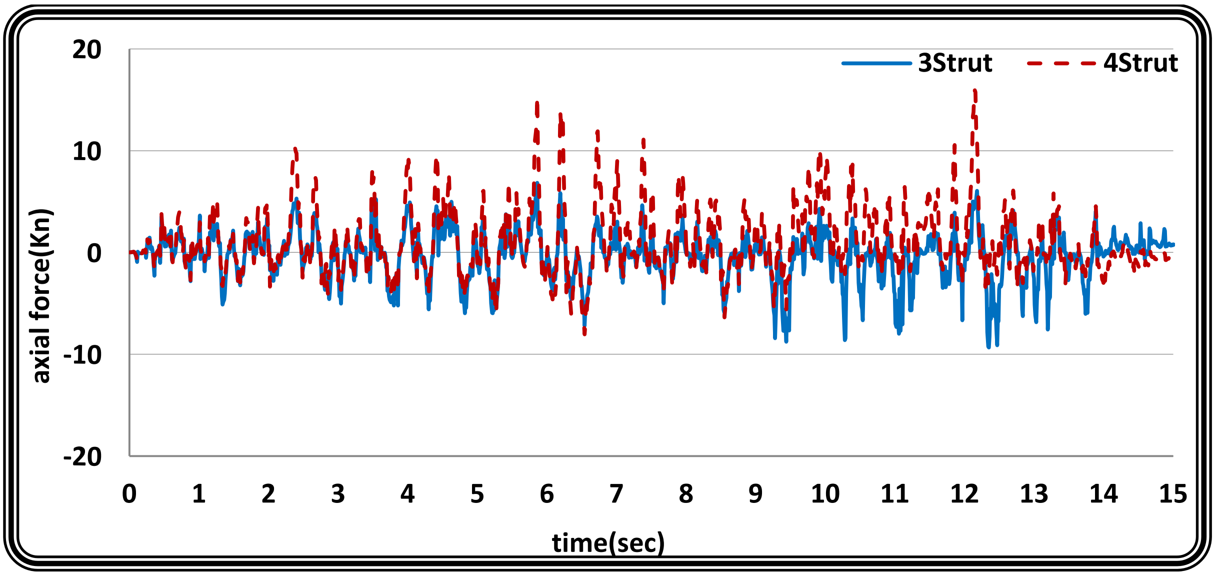


الشكل(5-21):(a) ترتيبات العنصر الجداري والدعامات،(b) نمذجة نابض القص

أ- القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار:

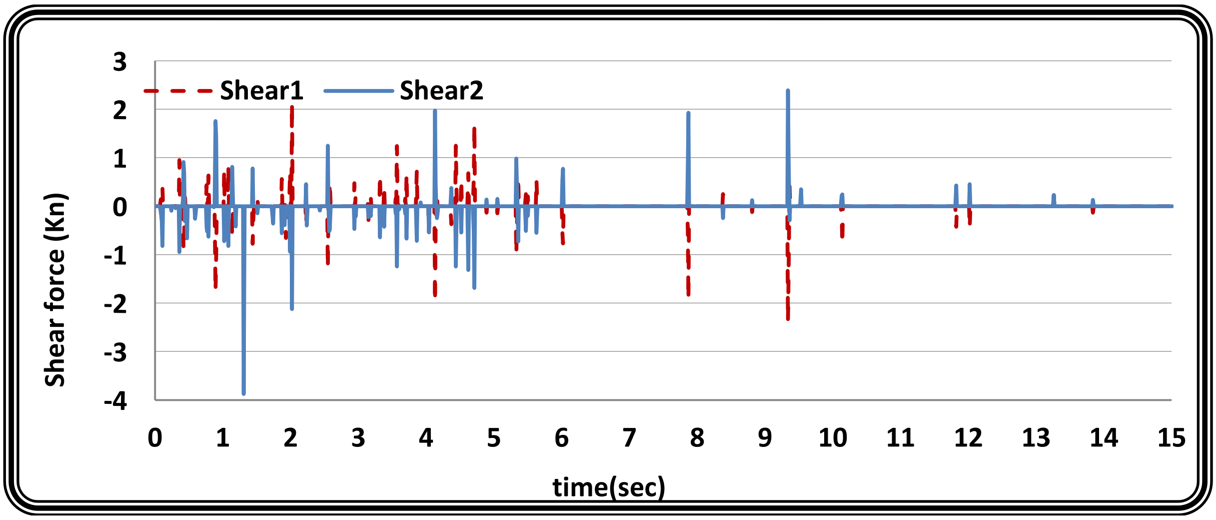


الشكل (5-22):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.



الشكل (5-23):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.

ب- قوة بالقص المتولدة بنابض القص الممثل للجدار:



الشكل (5-24): قوى القص المتولدة في نابض القص للجدار1.

5-3-1-4- جداول النتائج :

الجدول (5-10): قيم الدور.

الدور	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
	0.72	0.10	13.9%

الجدول (5-11): القيم الأعظمية للقص القاعدي.

قوة القص القاعدي(kn)	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
	247.18	699.71	283.1%

الجدول (5-12): القيم الأعظمية للقوى الداخلية للعقدة 5.

القوة الأعظمية	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
العزم (kn.m)	31.63	5.28	16.7%
القوة المحورية (kn)	-96.15	-87.72	91.2%
قوة القص(kn)	19.72	1.63	8.3%

الجدول (5-13): القيم الأعظمية للقوى المتولدة بدعامات الجدار4.

القوة الأعظمية	الدعامة	القيمة
القوة المحورية (kn)	Strut1	51.96
	Strut2	53.25
	Strut3	52.88
	Strut4	44.46
قوة القص (kn)	Shear1	17.49
	Shear2	21.80

5-3-1-5- الخلاصة :

1- نقصان دور الاهتزاز الطبيعي للمنشأ في حال وجود الجدران. وبالتالي فإن لجدران الملء دورفي زيادة قساوة المنشأ وبشكل ملحوظ.

2- نلاحظ أن قوة القص القاعدي تضاعفت لحوالي ثلاث مرات في حال وجود الجدران

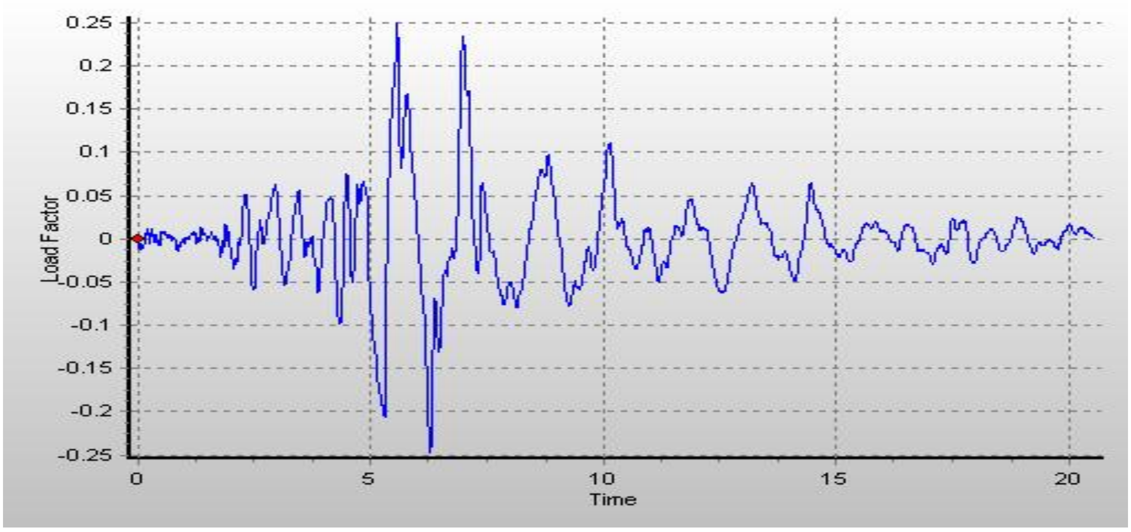
669.71/247.18=2.71

3- نلاحظ أن قوة القص القاعدي تزداد بازدياد مقاومة الجدران بينما تنخفض العزوم وقوى القص المؤثرة على عناصر الإطار.

5-4- النموذج التحليلي الثالث:

قمنا بهذا النموذج بنمذجة وتحليل نفس الإطار المستخدم بالنموذج الأول مرة بوجود جدران ملء ومرة بدون جدران ملء لكن قمنا باستبدال عناصر الإطار بعناصر ضعيفة ..

- قمنا باستبدال عناصر الإطار (أعمدة وجوائز) بعناصر ضعيفة حيث الأبعاد الهندسية متساوية للجوائز في كُلّ الطوابقِ: 0.15×0.20m بتسليح $4\varphi12$mm بالزوايا والأعمدة لَها نفس الأبعاد الهندسيةِ على طول الارتفاع وعلى جميع المحاور: 0.20×0.20m بتسليح $4\varphi12$mm بالزوايا.
- الحمولات الشاقولية هي نفس الحمولات المطبقة بالنموذج الأول وكذلك نفس الكتلة.
- الهزة المطبقة هي هزة Loma Prieta الموضحة بالشكل (5-25).
- خصائص المواد هي نفس خصائص المواد المطبقة بالنموذج الثاني.
- التحليل المستخدم هو التحليل الديناميكي اللاخطي للتاريخ الزمني.



الشكل (5-25): التسجيل الزمني لهزة LOMA PRIETA، [109].

توضح الجداول التالية قيم المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران الملء أما المتغيرات التجريبية فطبقت القيم المستخدمة بالجدول(5-5).

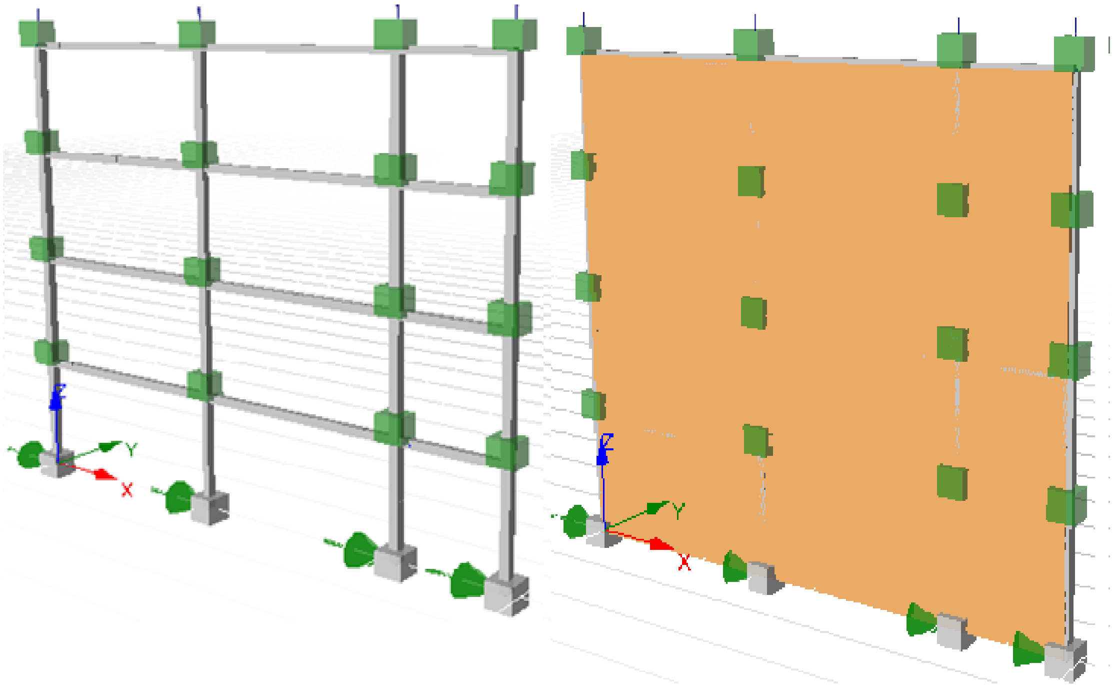
الجدول (5-14): المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران الفتحة الصغيرة.

جدار الفتحة الصغيرة (2.5mx2.7m)			
المعطيات:			
طول الجداربين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
l=	h=	H =	H =
2500	2700	200	200
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
b_1 =	h_1 =	b_2 =	h_2 =
200	200	200	200
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
f'n=	E_c =	$`\varepsilon_m$ =	ε_{cl} =
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
t =			
150			
النتائج :			
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'_m	E_m =
0.827	1.654	6.001	6000.800
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
l_m =	h_m =	d_m =	b_w =
2300	2500	3397.058	1132.352517
مساحة الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات صغيرة mm4
A_m =	50%A_m =	60%A_m =	70%A_m =
178345.52	89172.76	107007.31	124841.86
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
I_g =	ε_u =	ε_1 =	ε_2 =
133333333.3	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
X_{oi}% =	y_{oi}% =	λ =	Z =
4.3	4.0	0.002	719.762
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
hz %=			
9.6			

الجدول (5-15): المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران الفتحة الكبيرة.

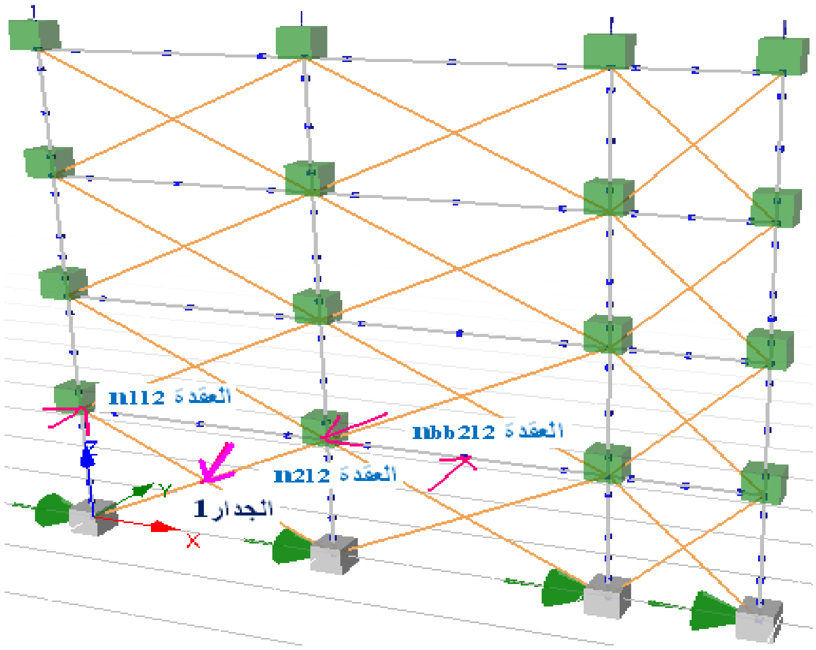
	جدار الفتحة الكبيرة (5mx2.7m)		
	المعطيات:		
طول الجداربين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
l=	h=	H =	H =
5000	2700	200	200
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
b_1 =	h_1 =	b_2 =	h_2 =
200	200	200	200
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
f'n=	E_c =	`ε_m =	ε_{cl} =
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
t =			
150			
	النتائج:		
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'm	Em =
0.480	0.960	15.231	15230.800
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
l_m =	h_m =	d_m =	b_w =
4800	2500	5412.024	1804.007884
مساحة الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحة كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحة صغيرة mm4
A_m =	50%A_m =	60%A_m =	70%A_m =
284131.24	142065.62	170478.75	198891.87
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
I_g =	ε_u =	ε_1 =	ε_2 =
133333333.3	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
X_{oi}% =	y_{oi}% =	λ =	Z =
2.1	4.0	0.003	598.839
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
hz %=			
8.0			

يوضح الشكل التالي الشكل النهائي للإطار المدروس بدون وبوجود جدران ملء بعد نمذجة على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.



الشكل (5−26): الشكل النهائي للإطار بدون و بوجود جدران ملء على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.

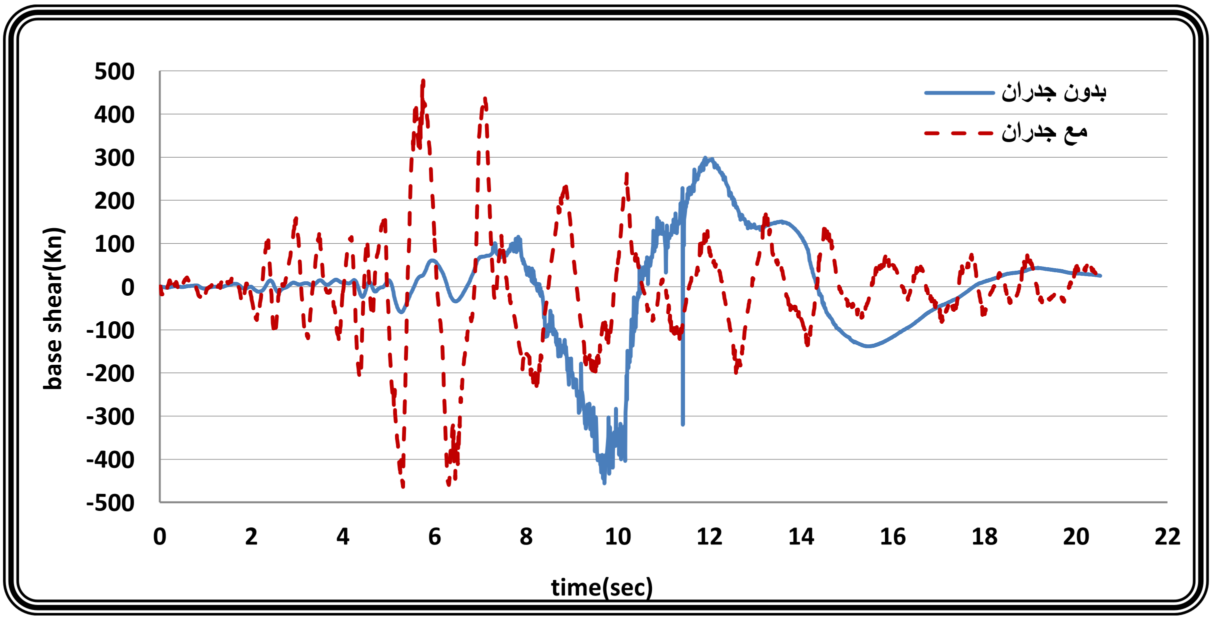
يوضح الشكل التالي أسماء وموقع العقد التي جرت المقارنة لهم بالنسبة للقوى الداخلية واسم وموقع الجدار الذي رسمنا له القوى المحورية وقوى القص للدعامات الممثلة للجدار على الإطار المدروس بوجود جدران ملء.



الشكل (5−27) : أسماء العقد والجدار للإطار المدروس.

5-4-1- نتائج الدراسة التحليلية:

5-4-1-1- قوة القص القاعدي :

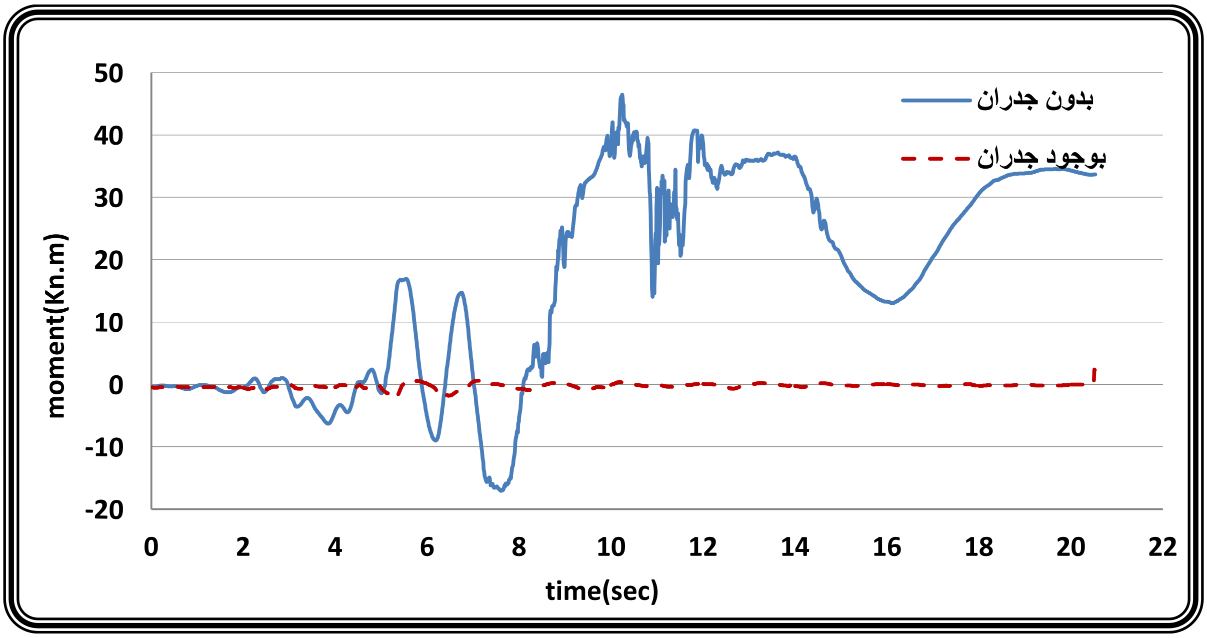


الشكل(5-28): مقارنة القص القاعدي للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

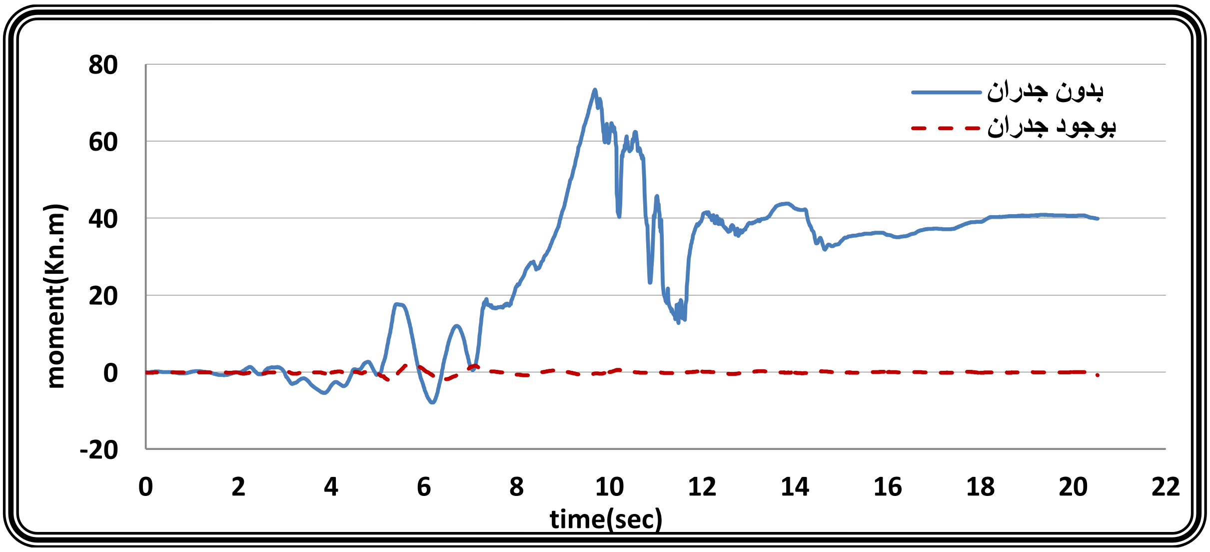
5-4-1-2- القوى الداخلية للإطار:

سنقوم بمقارنة القوى الداخلية (العزم والقوة المحورية وقوة القص) لحالة الإطار بدون جدران ملء وحالة وجود جدران ملء وذلك لثلاث عقد عند مستوى الطابق الأول على وهي عقدة طرفية سالبة n112 و عقدة وسطية سالبة n 212 وعقدة وسطية موجبة nbb212

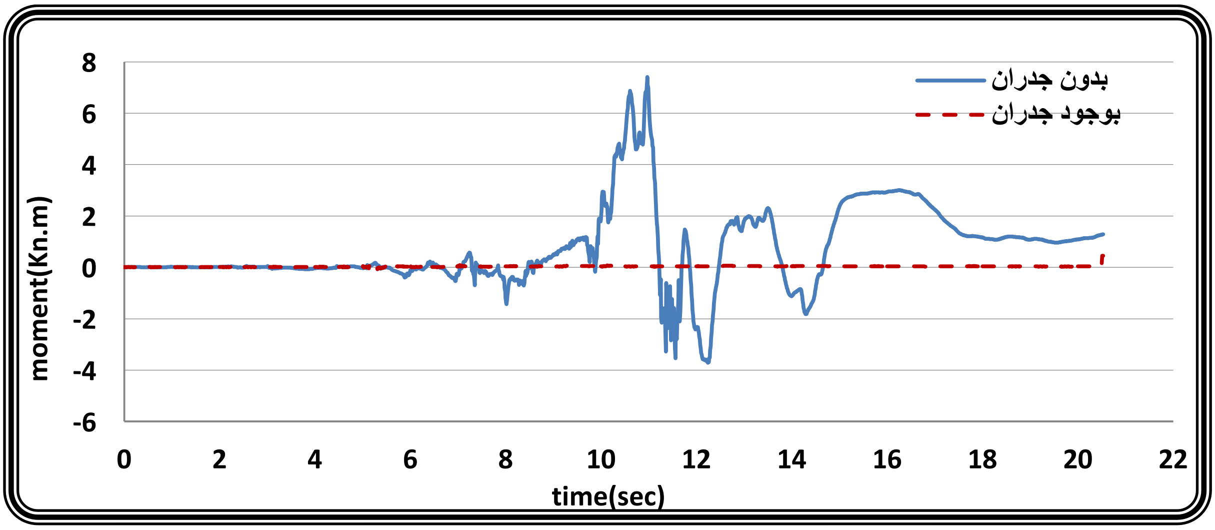
<u>أ- العزم :</u>



الشكل (5-29): مقارنة العزم للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

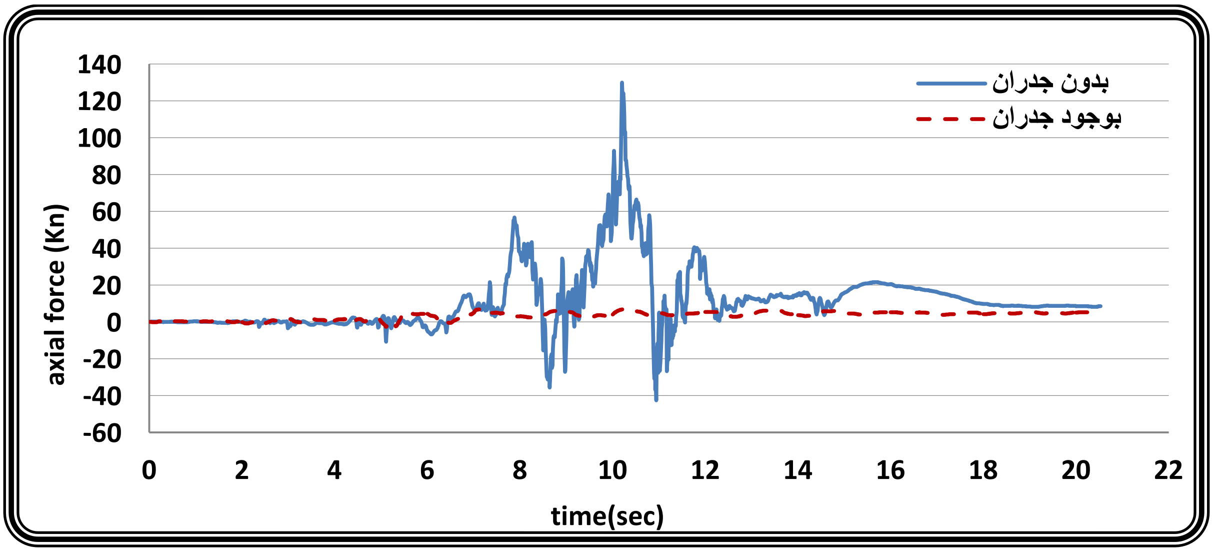


الشكل (5-30): مقارنة العزم للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

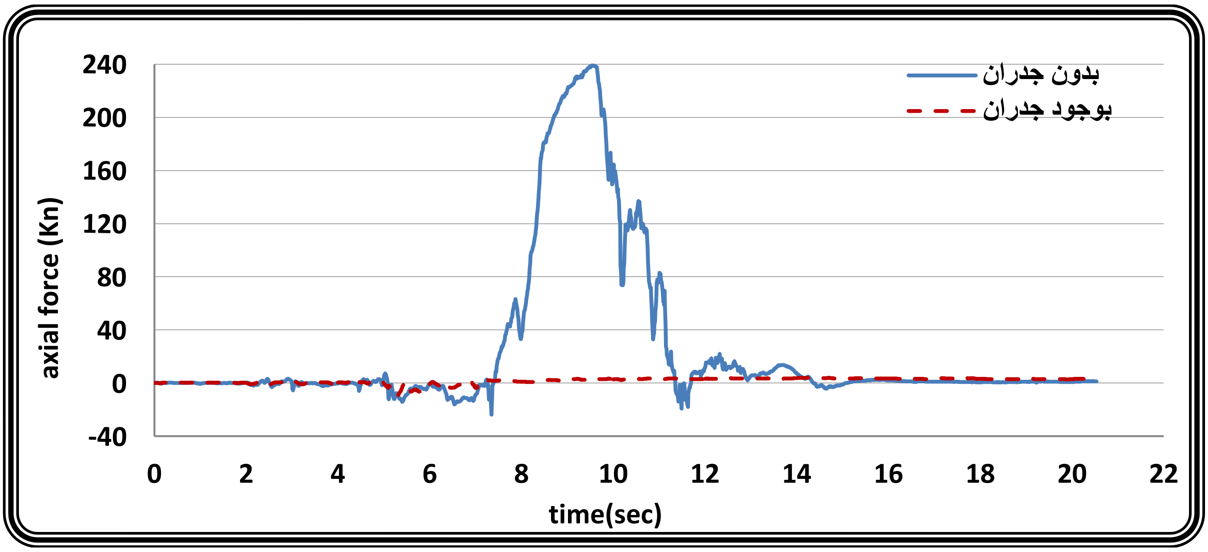


الشكل (5-31): مقارنة العزم للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

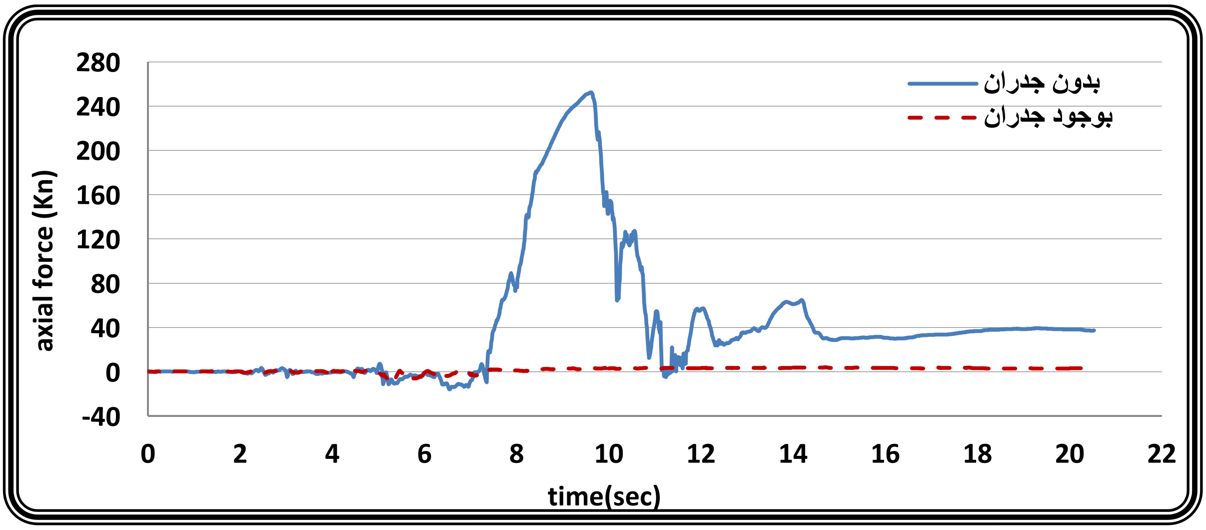
ب– القوة المحورية :



الشكل (5-32): مقارنة القوة المحورية للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

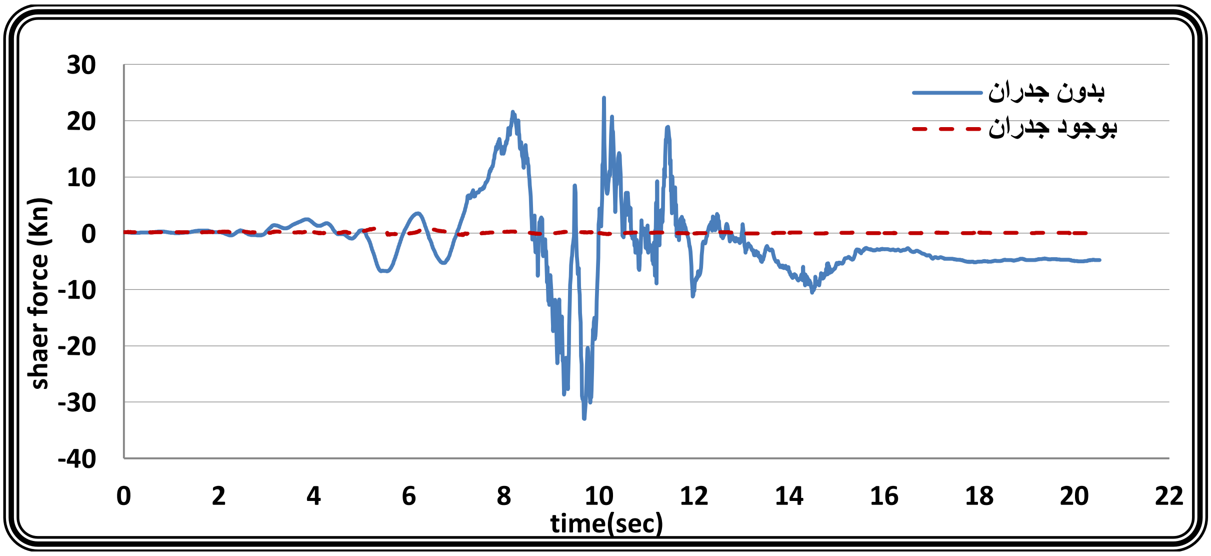


الشكل (5-33): مقارنة القوة المحورية للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

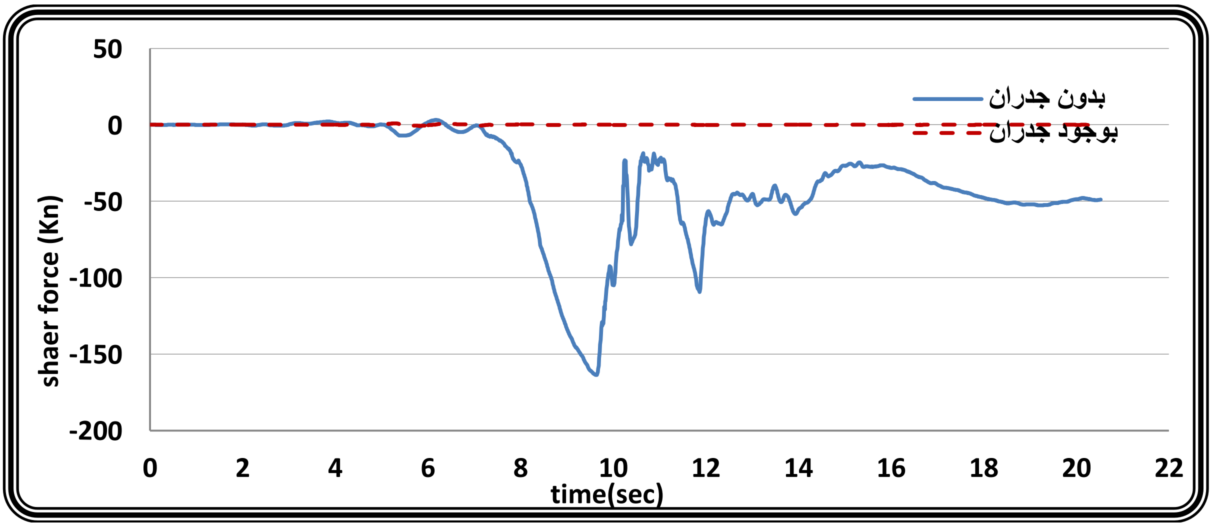


الشكل (5-34): مقارنة القوة المحورية للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

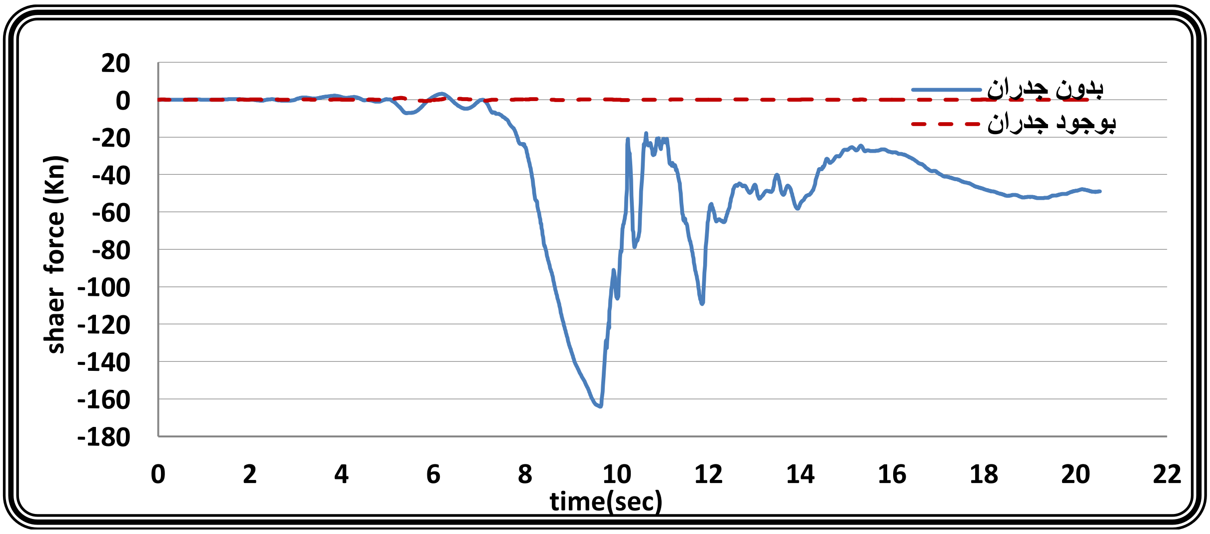
ج- قوة القص :



الشكل (5-35): مقارنة قوة القص للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.



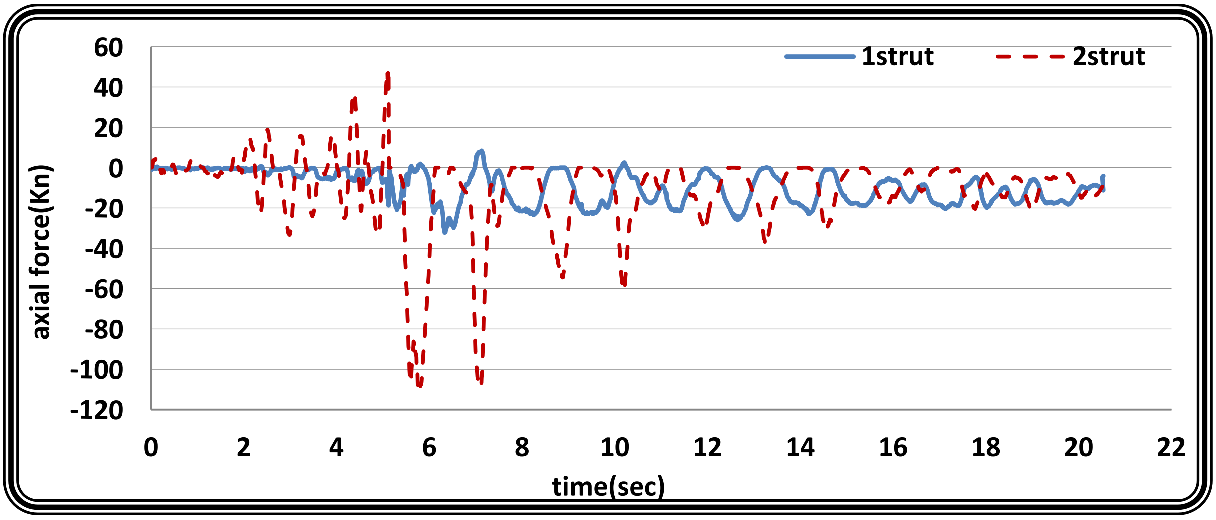
الشكل (5-36):مقارنة قوة القص للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.



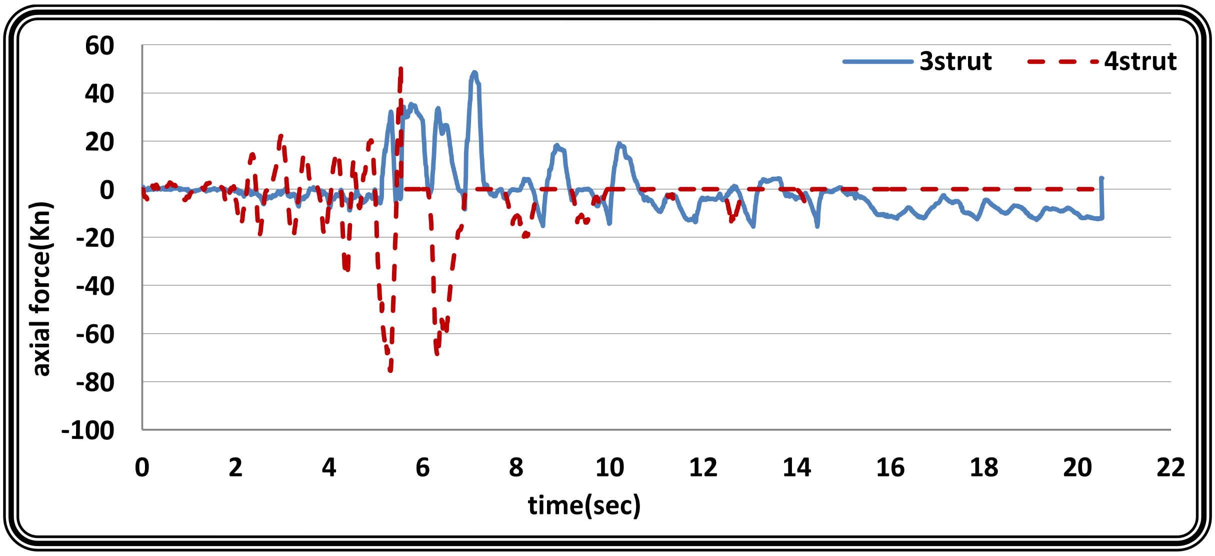
الشكل (5-37): مقارنة قوة القص للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

5-4-1-3 القوى المتولدة بدعامات الجدار:

<u>أ- القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار:</u>

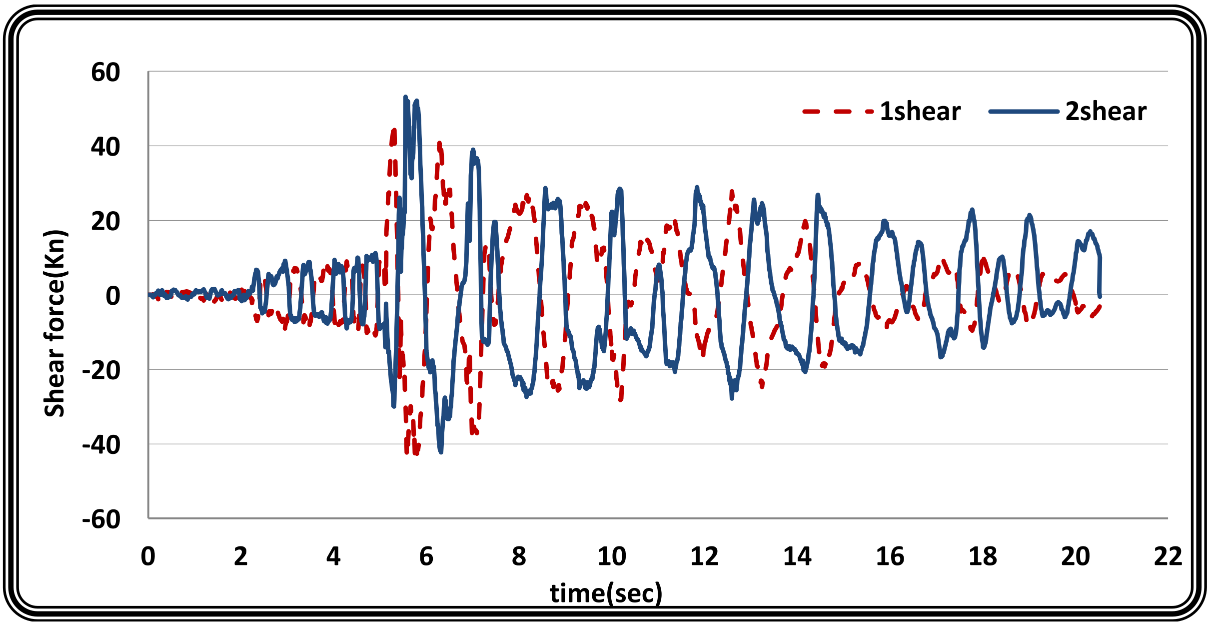


الشكل (5-38):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.



الشكل(5-39):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.

أ- قوىالقص المتولدة بنابض القص الممثل للجدار:



الشكل (5-40): قوى القص المتولدة في نابض القص للجدار1.

5-4-1-4- جداول النتائج :

5-5-1-5 الخلاصة : الجدول (5-16): قيم الدور.

الدور	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
	2.23	0.18	8.1%

الجدول (5-17): القيم الأعظمية للقص القاعدي.

قوة القص القاعدي(kn)	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
	298.80	477.80	159.9%

الجدول (5-18): القيم الأعظمية للقوى الداخلية بالعقد.

القوة الأعظمية	العقدة	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
العزم (kn.m)	n112	46.43	0.62	1.3%
	n212	73.43	1.75	2.4%
	nbb212	7.41	0.10	1.3%
القوة المحورية (kn)	n112	129.93	6.95	5.3%
	n212	239.18	4.03	1.7%
	nbb212	252.13	4.03	1.6%
قوة القص (kn)	n112	24.1	0.92	3.8%
	n212	163.6	1.02	0.6%
	nbb212	164.2	1.02	0.6%

الجدول (5-19): القيم الأعظمية للقوى المتولدة بدعامات الجدار 1.

القوة الأعظمية	الدعامة	القيمة
القوة المحورية (kn)	Strut1	32.18
	Strut2	110.62
	Strut3	48.62
	Strut4	75.52
قوة القص (kn)	Shear1	43.43
	Shear2	53.12

5-4-1-5- الخلاصة :

كلما كان الإطار أضعف تقل الصلابة ويزداد الدور وبالتالي تقل قوة القص كما أنه في هذه الحالة ستنهار بعض عناصر الإطار وتظهر تشققات إلا أن الجدران لم تنهار وتبقى قادرة على تحمل الهزة بشكل كلي .

5-5- النموذج التحليلي الرابع:

قمنا بهذا النموذج بنمذجة وتحليل نفس الإطار المستخدم بالنموذج الأول مرة بوجود جدران ملء ومرة بدون جدران ملء . لكن غيرنا ارتفاع الطابق الأرضي.

- الأبعاد الهندسية للجوائز والأعمدة هي نفس الأبعاد المطبقة بالنموذج الأول وكذلك نفس التسليح.
- الحمولات الشاقولية هي نفس الحمولات المطبقة بالنموذج الأول وكذلك نفس الكتلة.
- الهزة المطبقة هي هزة Loma Prieta الموضحة بالشكل (5-12).
- خصائص المواد هي نفس خصائص المواد المطبقة بالنموذج الثاني.
- قمنا بتغير الارتفاع الطابق الأرضي ثلاث مرات في كل مرة نزيد 1m(أي 2.7m و 3.7m و4.7m) وحيث نمذجة الإطار في كل مرة بوجود جدران ملء ومرة بدون.

إن قيم المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران الملء لحالة ارتفاع الطابق الأرضي 2.7m موضحة بالجدولين (5-8) و (5-9) أما المتغيرات التجريبية فطبقت القيم المستخدمة بالجدول(5-5).

توضح الجداول التالية قيم المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران الملء بالطابق الأرضي حالة الارتفاع 3.7m و 4.7m وبالنسبة لجدران الملء بالطوابق العليا فالقيم موضحة بالجدولين (5-8) و (5-9) أما المتغيرات التجريبية فطبقت القيم المستخدمة بالجدول(5-5).

الجدول (5-20): المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدار الفتحة الصغيرة حالة الارتفاع 3.7m.

جدار الفتحة الصغيرة (2.5mx3.7m)			
المعطيات:			
طول الجداربين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
$l=$	$h=$	$H =$	$H =$
2500	3700	500	500
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
$b_1 =$	$h_1 =$	$b_2 =$	$h_2 =$
200	300	200	400
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
$f'n=$	$E_c =$	$`\varepsilon_m =$	$\varepsilon_{cl} =$
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
$t =$			
150			
النتائج :			
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'_m	$E_m =$
0.948	1.895	4.929	4928.955
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
$l_m =$	$h_m =$	$d_m =$	$b_w =$
2300	3200	3940.812	1313.604033
مساحة الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات صغيرة mm4
$A_m =$	$50\%A_m =$	$60\%A_m =$	$70\%A_m =$
206892.64	103446.32	124135.58	144824.84
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
$I_g =$	$\varepsilon_u =$	$\varepsilon_1 =$	$\varepsilon_2 =$
1066666667	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
$X_{oi}\% =$	$y_{oi}\% =$	$\lambda =$	$Z =$
4.3	7.8	0.001	1369.513
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
$hz\ \%=$			
14.3			

الجدول (5-21): المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدار الفتحة الكبيرة حالة الارتفاع 3.7m.

	جدار الفتحة الكبيرة (5mx3.7m)		
		المعطيات:	
طول الجداربين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
l=	h=	H =	H =
5000	3700	500	500
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
b_1 =	h_1 =	b_2 =	h_2 =
200	400	600	400
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
f'n=	E_c =	$`\varepsilon_m$ =	ε_{cl} =
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
t =			
150			
		النتائج :	
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'm	E_m =
0.608	1.216	9.966	9965.820
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
l_m =	h_m =	dm =	b_w =
4600	3200	5603.570	1867.856763
مساحة الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات صغيرة mm4
A_m =	50%A_m =	60%A_m =	70%A_m =
294187.44	147093.72	176512.46	205931.21
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
I_g =	ε_u =	ε_1 =	ε_2 =
3200000000	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
X_{oi}% =	y_{oi}% =	λ =	Z =
6.5	7.8	0.001	1515.615
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
hz %=			
15.8			

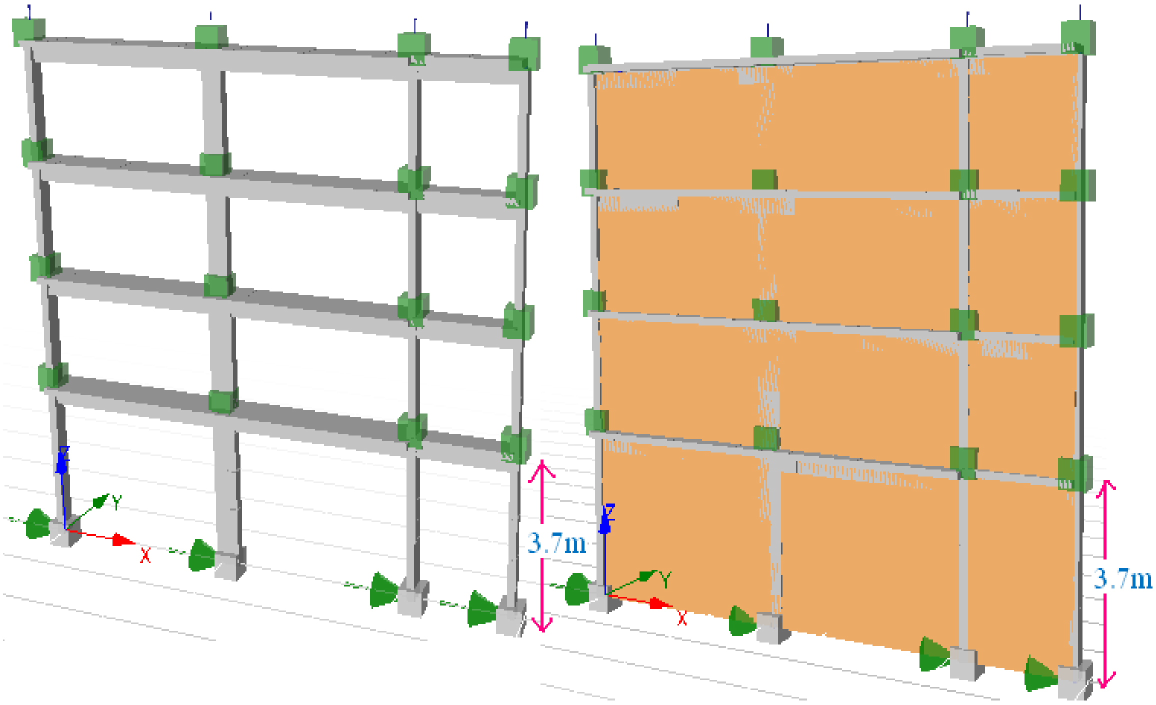
الجدول (5-22): المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدار الفتحة الصغيرة حالة الارتفاع 4.7m.

جدار الفتحة الصغيرة (2.5mx4.7m)			
المعطيات:			
طول الجداريين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
l=	h=	H =	H =
2500	4700	500	500
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
b_1 =	h_1 =	b_2 =	h_2 =
200	300	200	400
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
f'n=	E_c =	$`\varepsilon_m$ =	ε_{cl} =
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
t =			
150			
النتائج :			
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'm	E_m =
1.070	2.140	4.225	4224.632
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
l_m =	h_m =	dm =	b_w =
2300	4200	4788.528	1596.175986
مساحه الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات صغيرة mm4
A_m =	50%A_m =	60%A_m =	70%A_m =
251397.72	125698.86	150838.63	175978.40
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
I_g =	ε_u =	ε_1 =	ε_2 =
1066666667	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
X_{oi}% =	y_{oi}% =	λ =	Z =
4.3	6.0	0.001	1568.974
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
hz %=			
12.5			

الجدول (5-23): المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدار الفتحة الكبيرة حالة الارتفاع 4.7m.

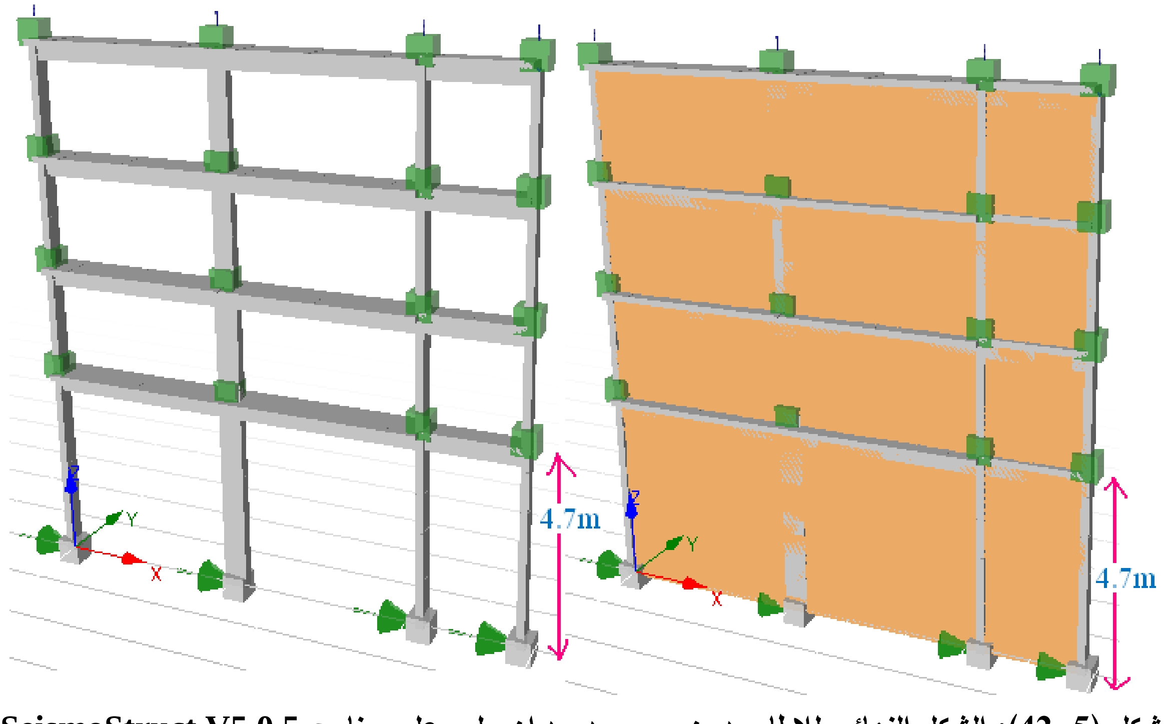
	جدار الفتحة الكبيرة (5mx4.7m)		
المعطيات:			
ارتفاع الجائز العلوي mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	طول الجداربين المحاور mm
H =	H =	h=	l=
500	500	4700	5000
بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm
h_2 =	b_2 =	h_1 =	b_1 =
400	600	400	200
التشوه عند التشقق	التشوه عند اعظم اجهاد	معامل مرونة البيتون Mpa	مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)
ε_{cl} =	$`\varepsilon_m$ =	E_c =	f'n=
0.003	0.0012	29717.34	3.25
			سماكة الجدار mm
			t =
			150
النتائج :			
معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	تحويل إلى الراديان	زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق
E_m =	f'_m	2θ	θ
7148.526	7.149	1.480	0.740
العرض المكافئ للجدار mm	طول قطر الجدار mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول الجدار الصافي mm
b_w =	d_m =	h_m =	l_m =
2076.321534	6228.965	4200	4600
مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحة صغيرة mm4	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحة كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة mm2
$70\%A_m$ =	$60\%A_m$ =	$50\%A_m$ =	A_m =
228914.45	196212.38	163510.32	327020.64
التشوه	التشوه	التشوه النهائي	عزم عطالة العمود باتجاه الجدار mm4
ε_2 =	ε_1 =	ε_u =	I_g =
0.0006	0.0001	0.024	3200000000
العرض الفعال القطري mm	معامل النحافة	التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm
Z =	λ =	$y_{oi}\%$ =	$X_{oi}\%$ =
1736.356	0.001	6.0	6.5
			المسافة الشاقولية بين الدعامات mm
			hz %=
			13.8

يوضح الشكل التالي الشكل النهائي للإطار المدروس بدون وبوجود جدران ملء بعد نمذجة على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5 لحالة ارتفاع الطابق الأرضي 3.7m .



الشكل (5−41): الشكل النهائي للإطار بدون و بوجود جدران ملء على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.

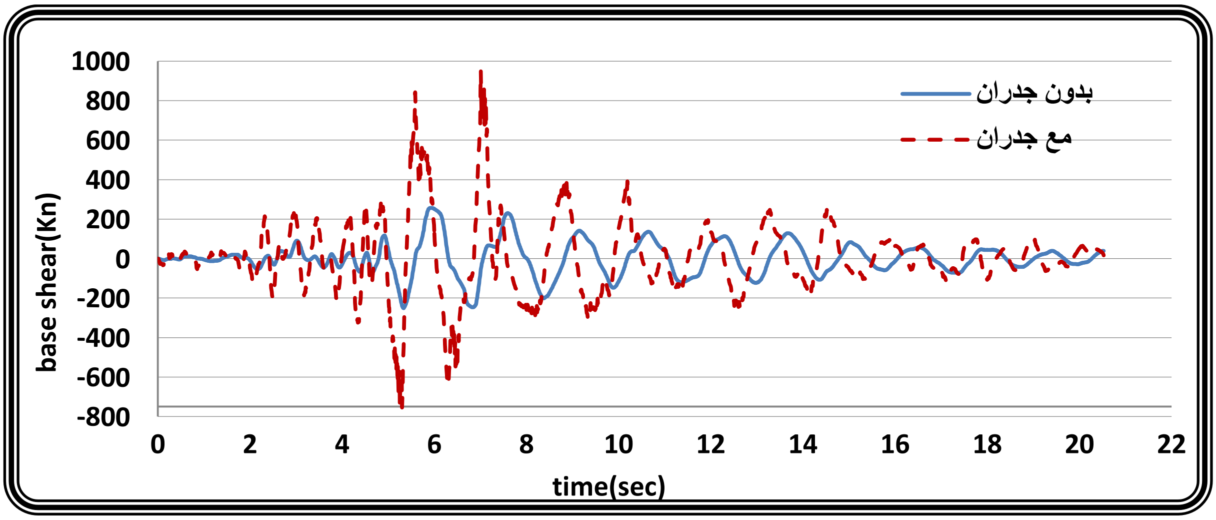
يوضح الشكل التالي الشكل النهائي للإطار المدروس بدون وبوجود جدران ملء بعد نمذجة على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5 لحالة ارتفاع الطابق الأرضي 4.7m .



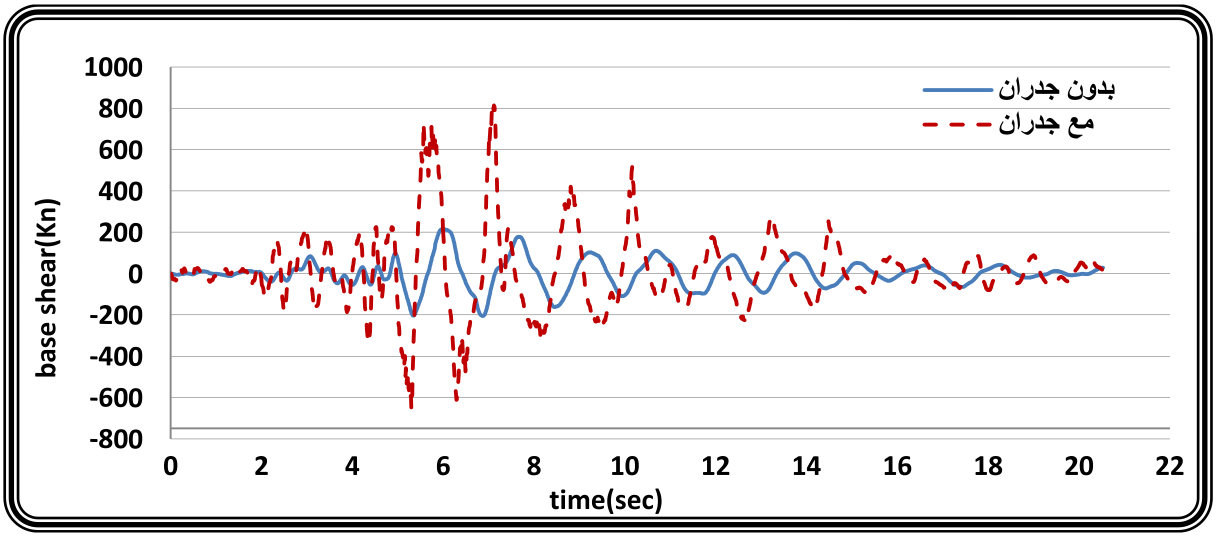
الشكل (5−42): الشكل النهائي للإطار بدون و بوجود جدران ملء على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.

5-5-1- نتائج الدراسة التحليلية:

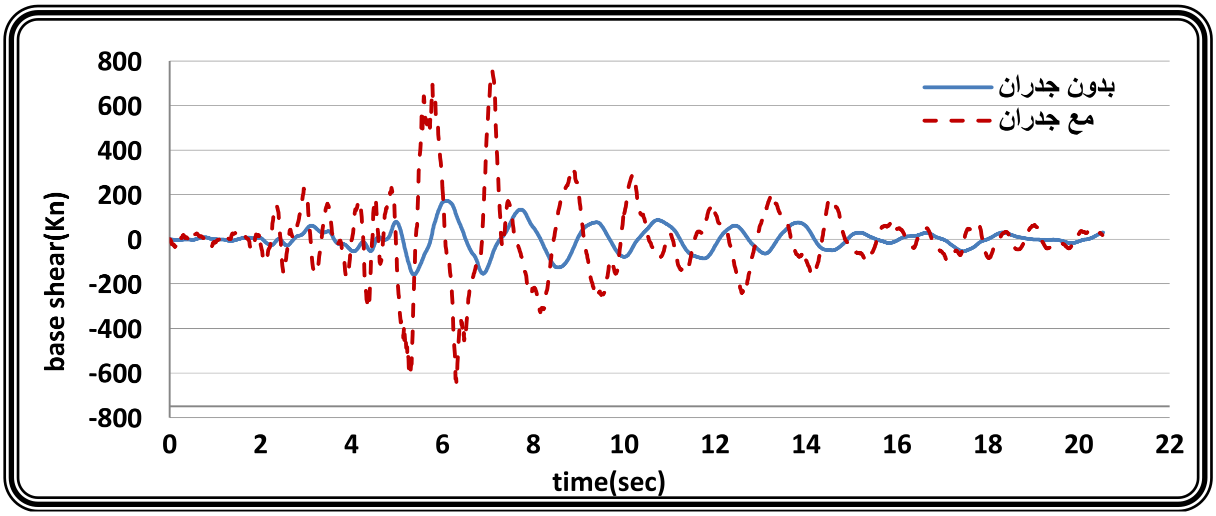
5-5-1-1- قوة القص القاعدي :



الشكل (5-43): مقارنة القص القاعدي للإطار بدون وبوجود جدران ملء لحالة ارتفاع 2.7m.



الشكل (5-44): مقارنة القص القاعدي للإطار بدون وبوجود جدران ملء لحالة ارتفاع 3.7m.



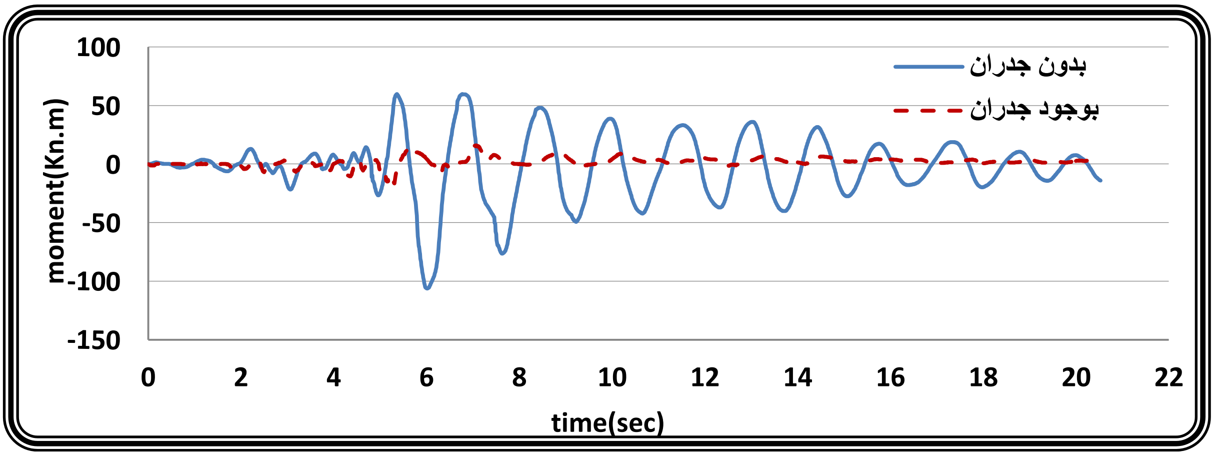
الشكل (5-45): مقارنة القص القاعدي للإطار بدون وبوجود جدران ملء لحالة ارتفاع 4.7m.

5-5-1-2- القوى الداخلية للإطار:

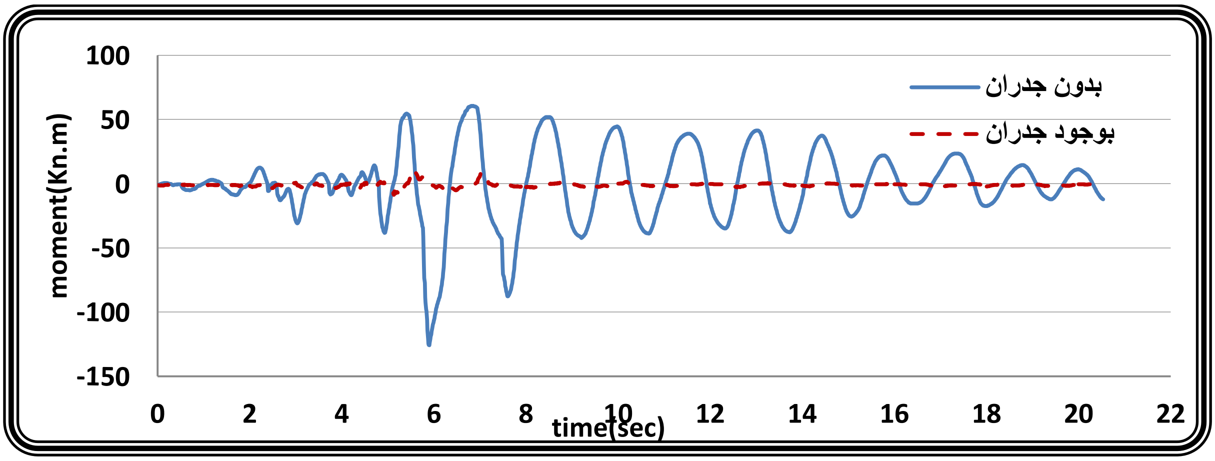
سنقوم بمقارنة القوى الداخلية (العزم والقوة المحورية وقوة القص) لحالة الإطار بدون جدران ملء وحالة وجود جدران ملء لكل حالة وذلك لثلاث عقد عند مستوي الطابق الأول وهي عقدة طرفية سالبة n112 و عقدة وسطية سالبة n 212 وعقدة وسطية موجبة nbb212. الموضحة بالشكل (5-14)

<u>أ- العزم :</u>

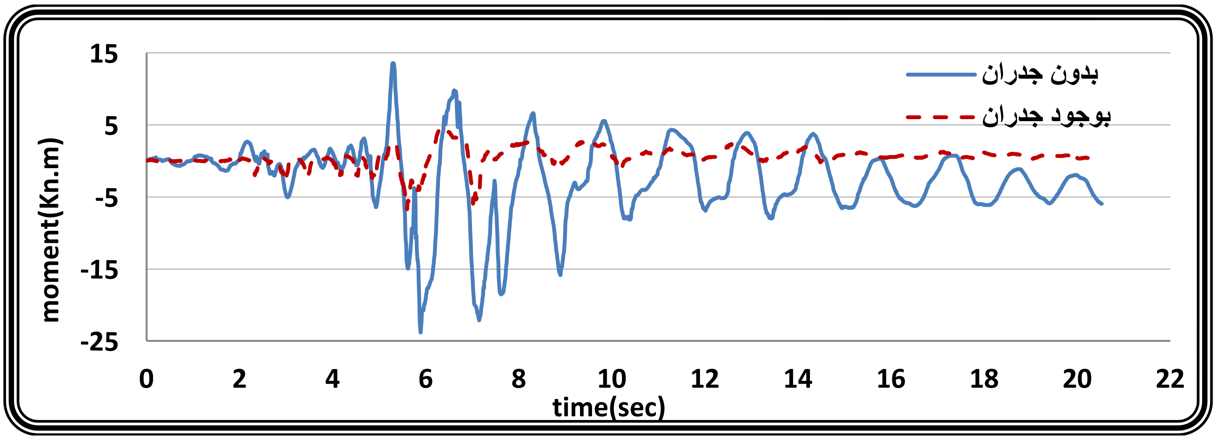
أولاً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 2.7m:



الشكل (5-46): مقارنة العزم للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء

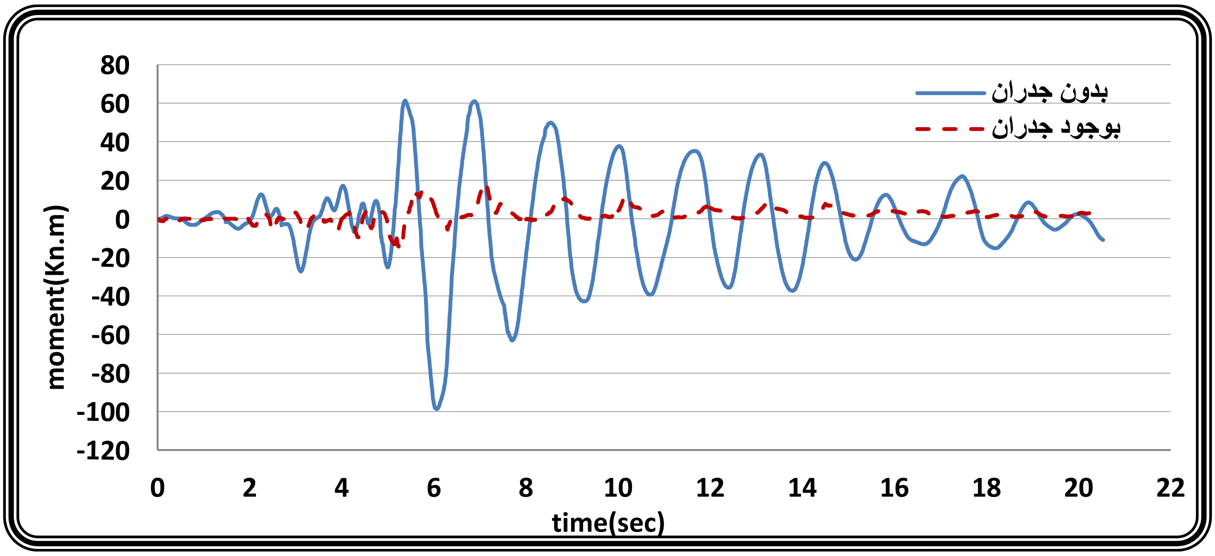


الشكل (5-47): مقارنة العزم للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

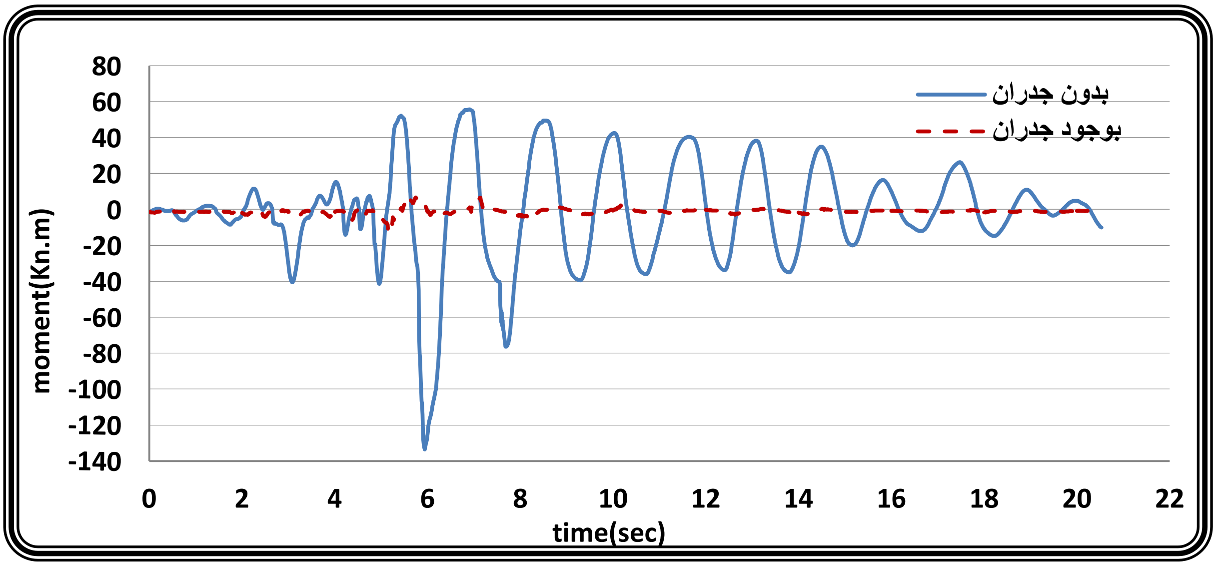


الشكل (5-48): مقارنة العزم للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

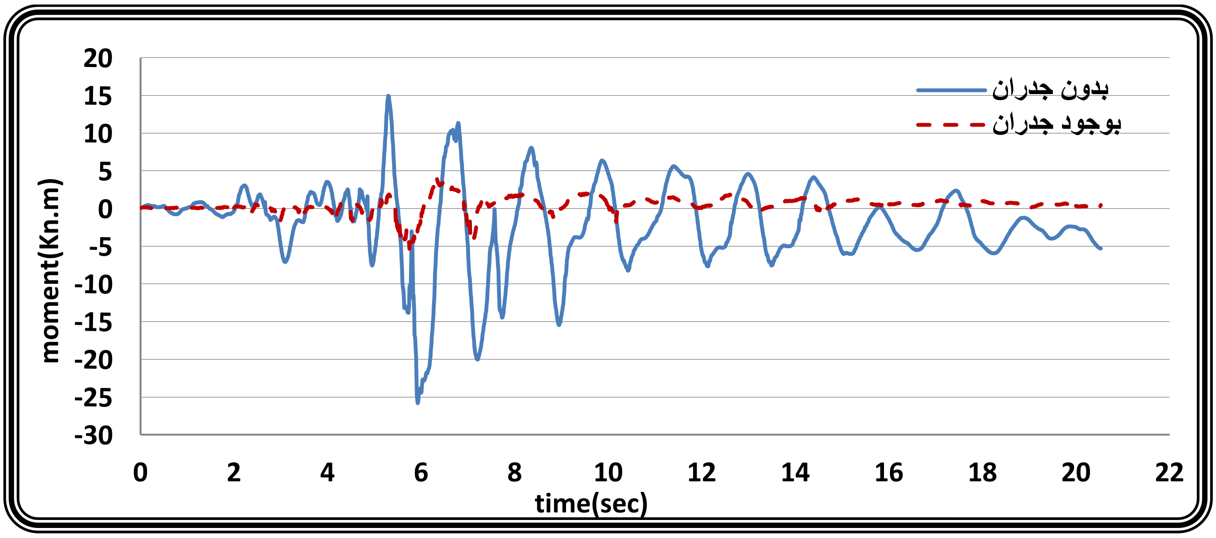
ثانياً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 3.7m:



الشكل (5-49): مقارنة العزم للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

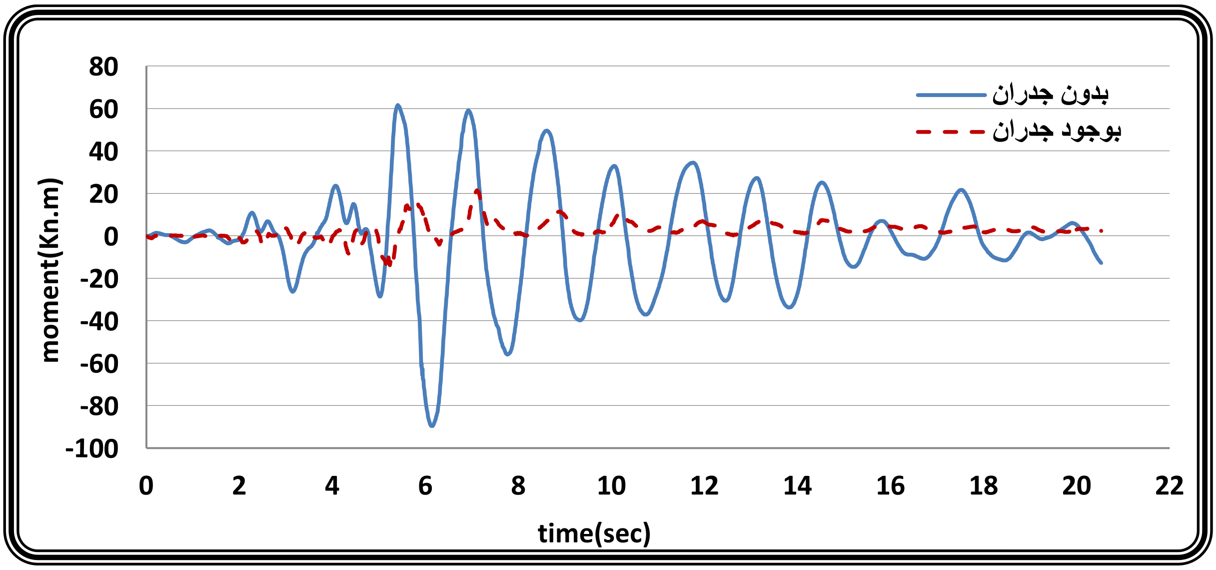


الشكل (5-50): مقارنة العزم للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

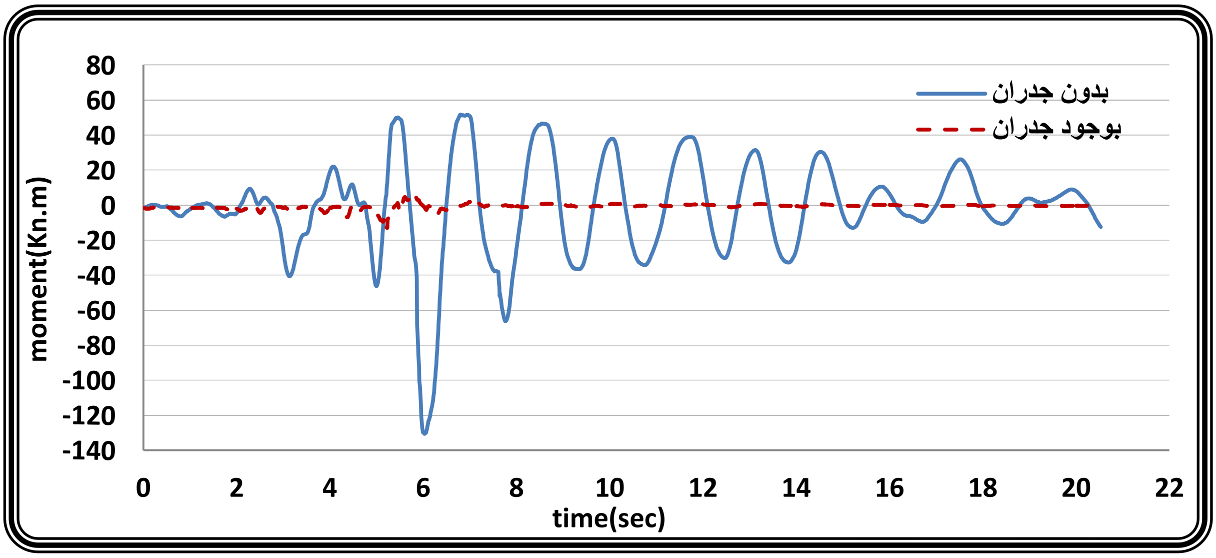


الشكل (5-51): مقارنة العزم للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

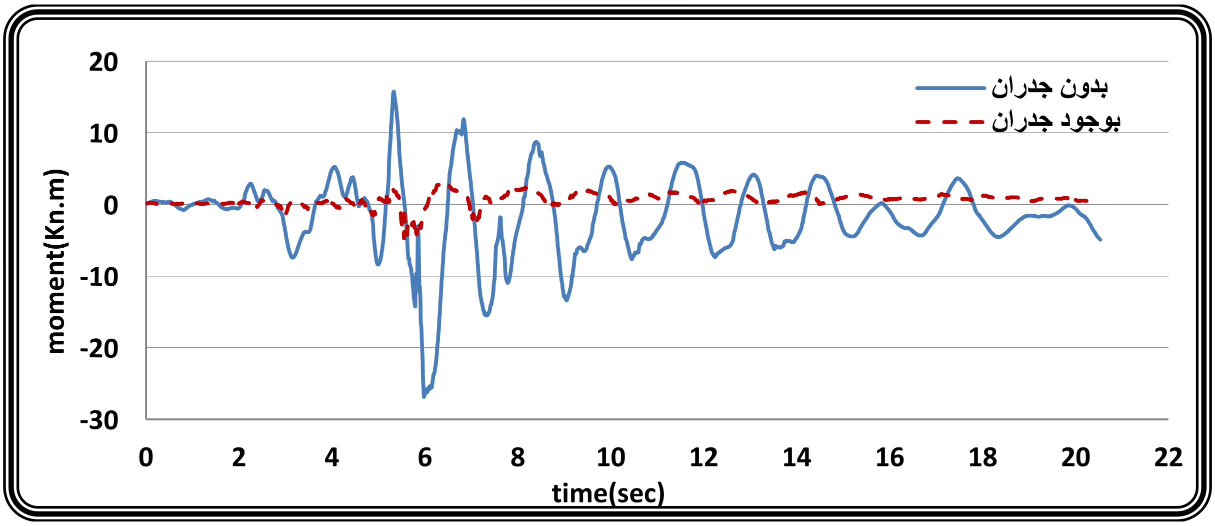
ثالثاً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 4.7m:



الشكل (5-52): مقارنة العزم للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.



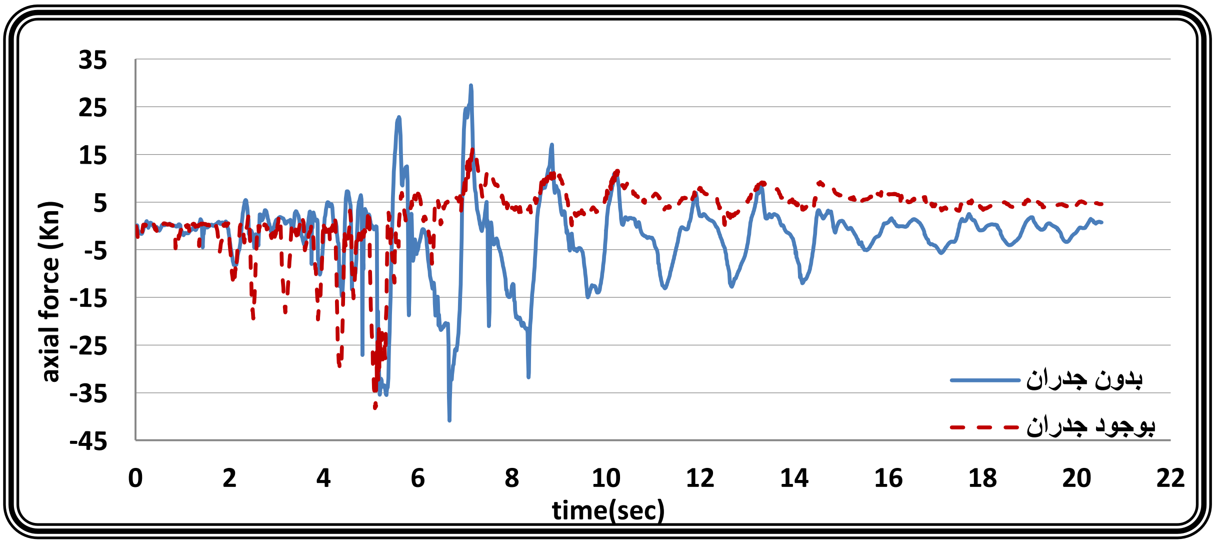
الشكل (5-53): مقارنة العزم للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.



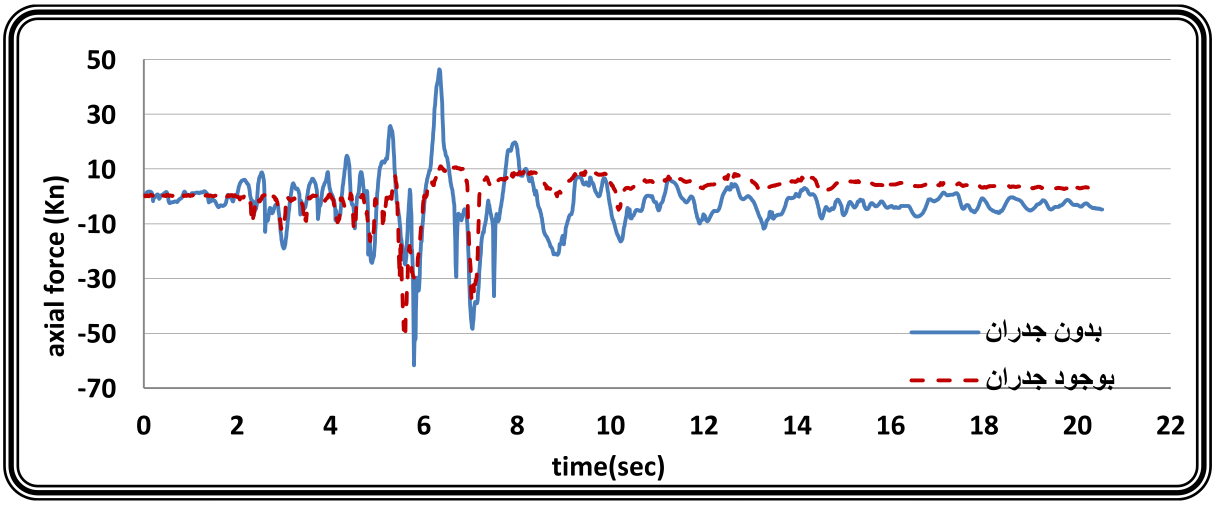
الشكل (5-54): مقارنة العزم للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

ب– القوة المحورية :

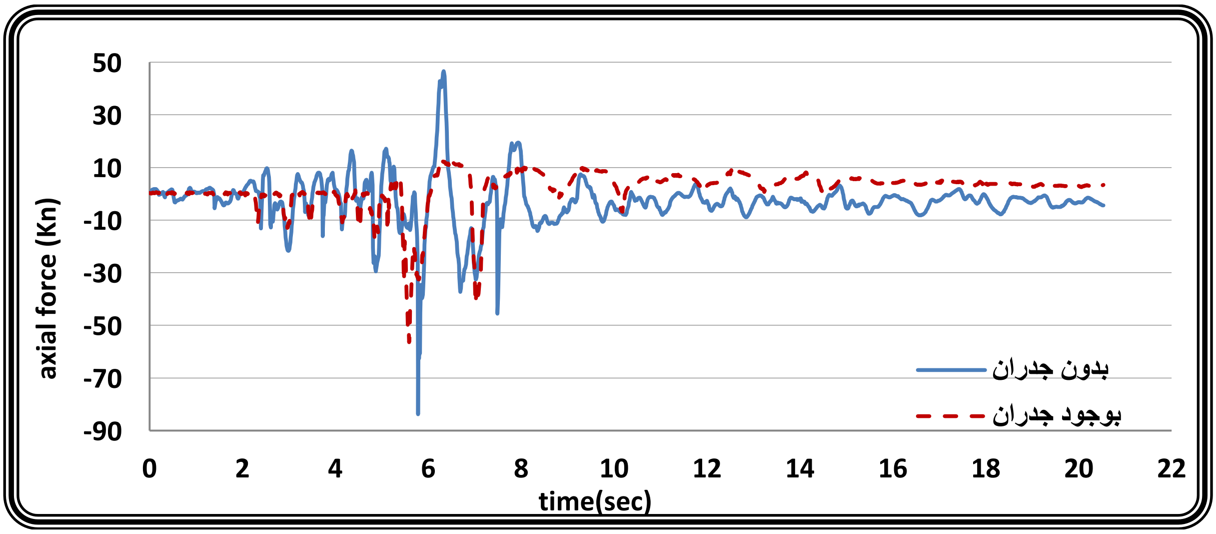
أولاً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 2.7m:



الشكل (5-55): مقارنة القوة المحورية للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

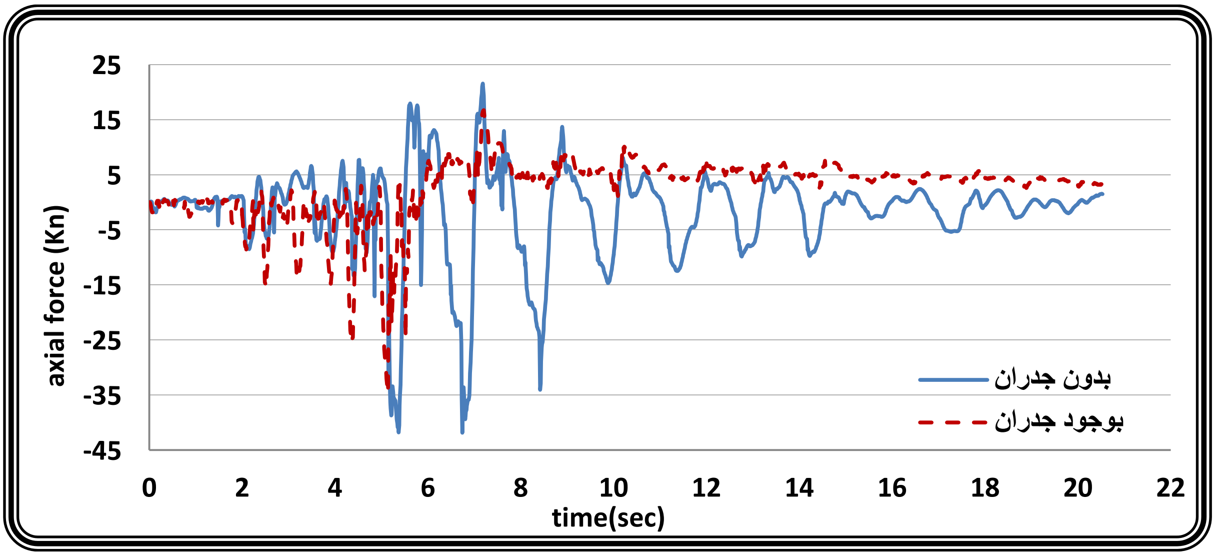


الشكل (5-56): مقارنة القوة المحورية للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

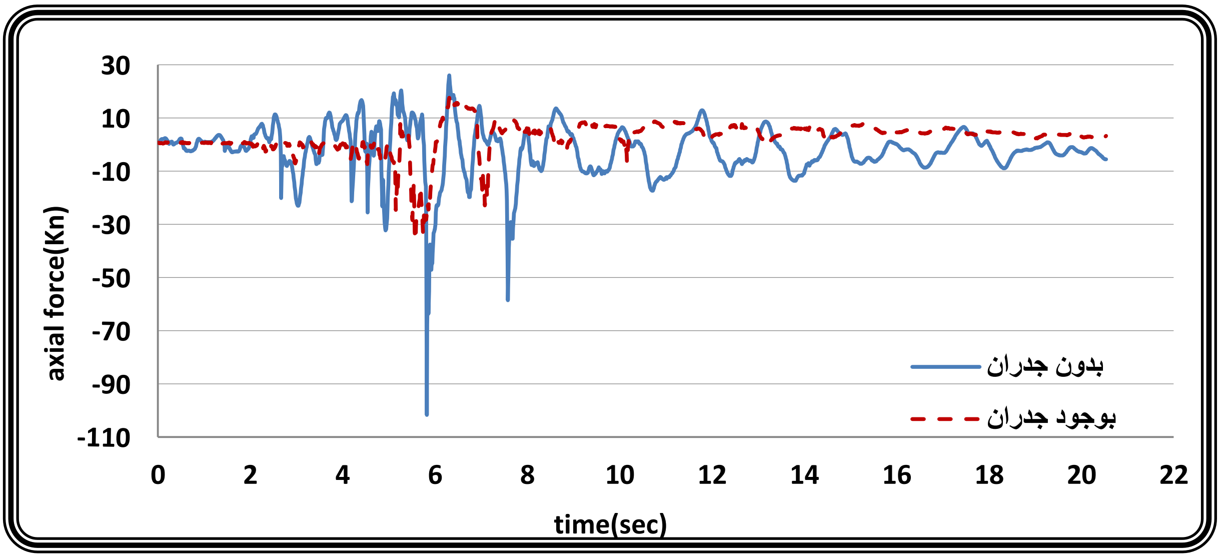


الشكل (5-57): مقارنة القوة المحورية للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

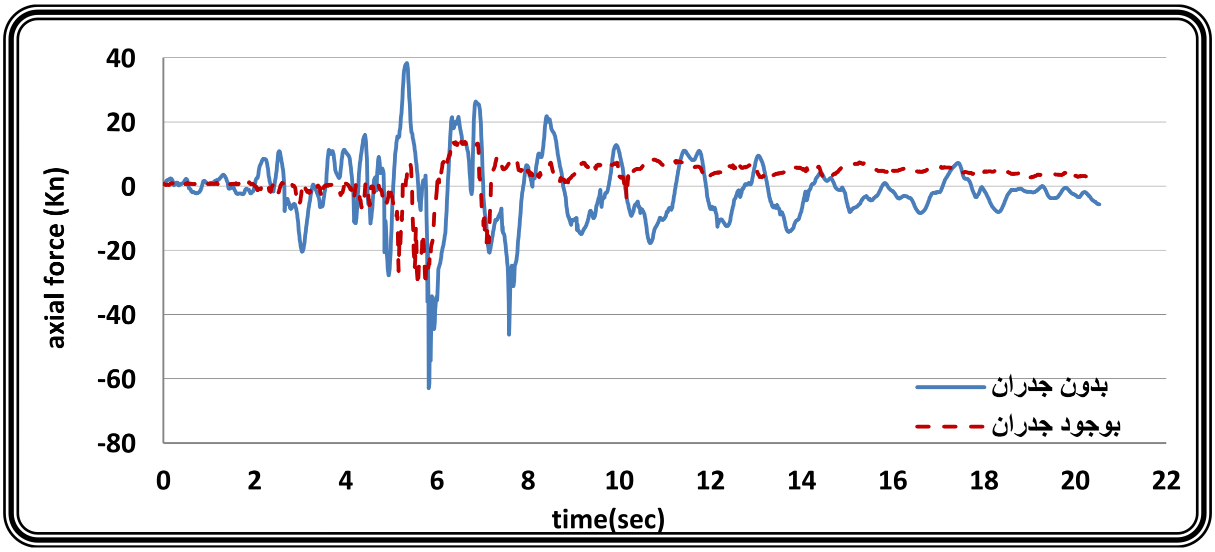
ثانياً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 3.7m:



الشكل (5-58): مقارنة القوة المحورية للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

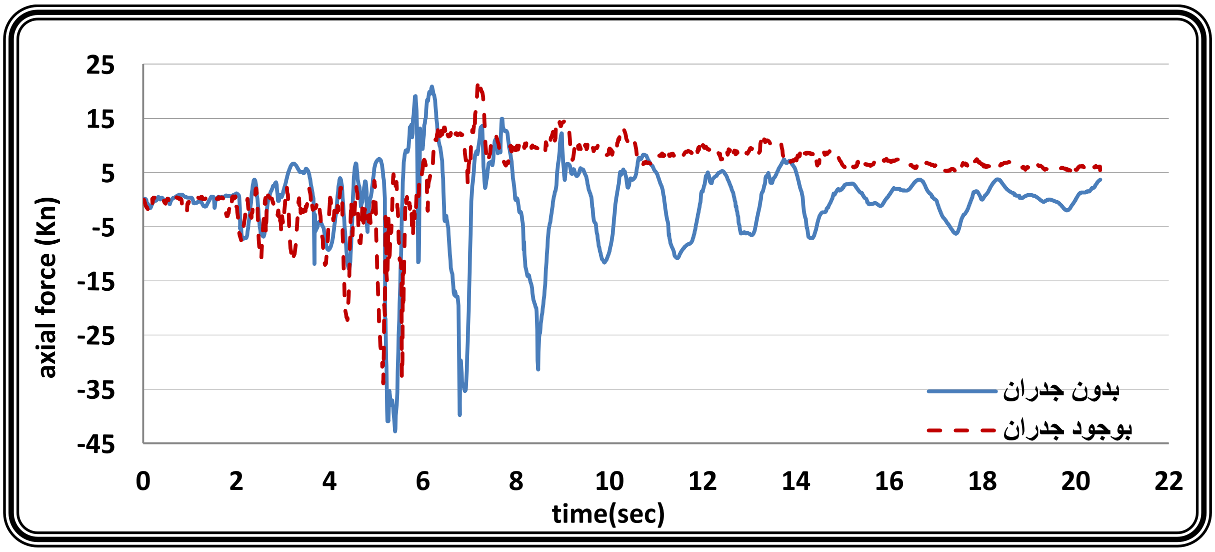


الشكل (5-59): مقارنة القوة المحورية للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

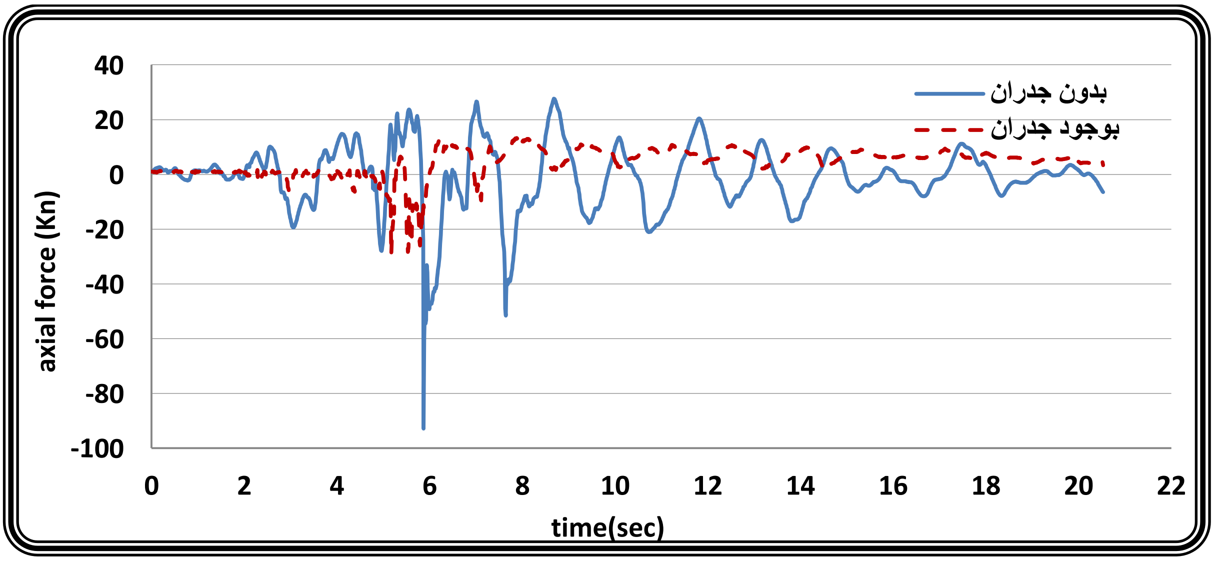


الشكل (5-60): مقارنة القوة المحورية للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

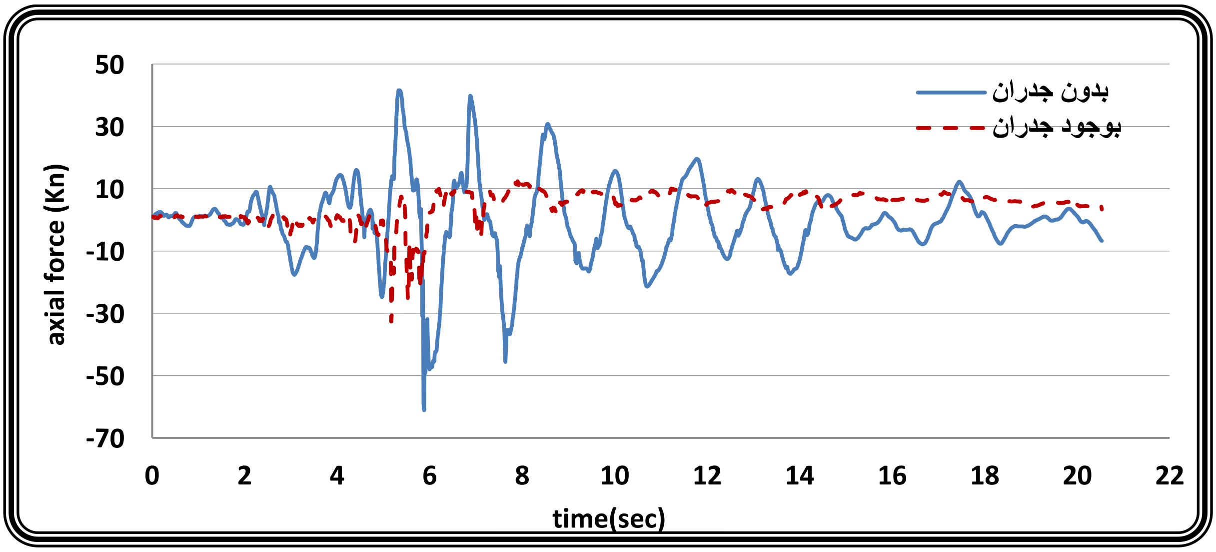
ثالثاً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 4.7m:



الشكل (5-61): مقارنة القوة المحورية للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.



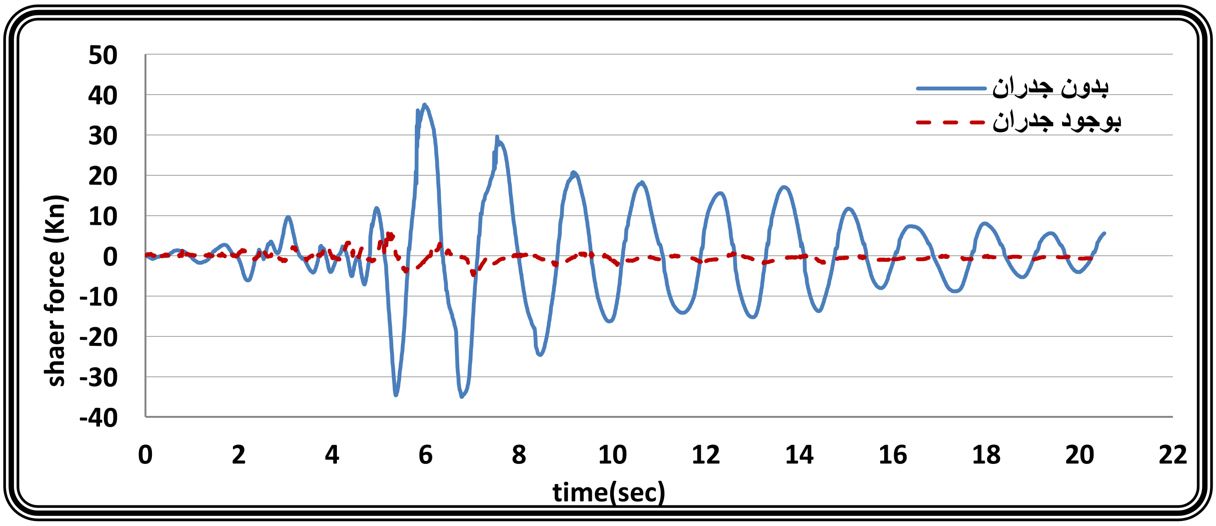
الشكل (5-62): مقارنة القوة المحورية للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.



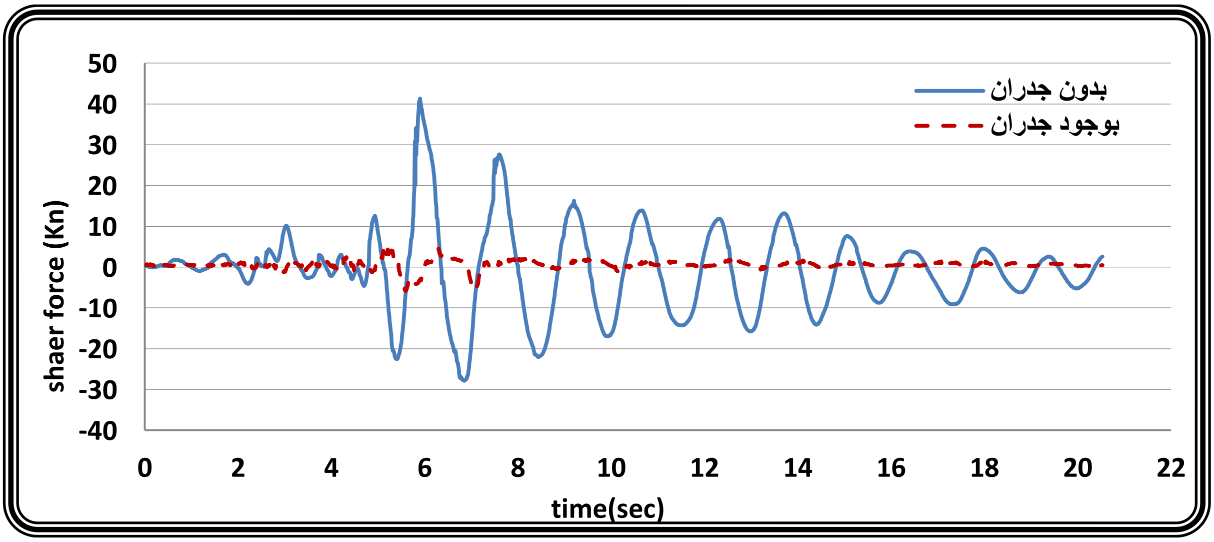
الشكل (5-63): مقارنة القوة المحورية للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

ج- قوة القص :

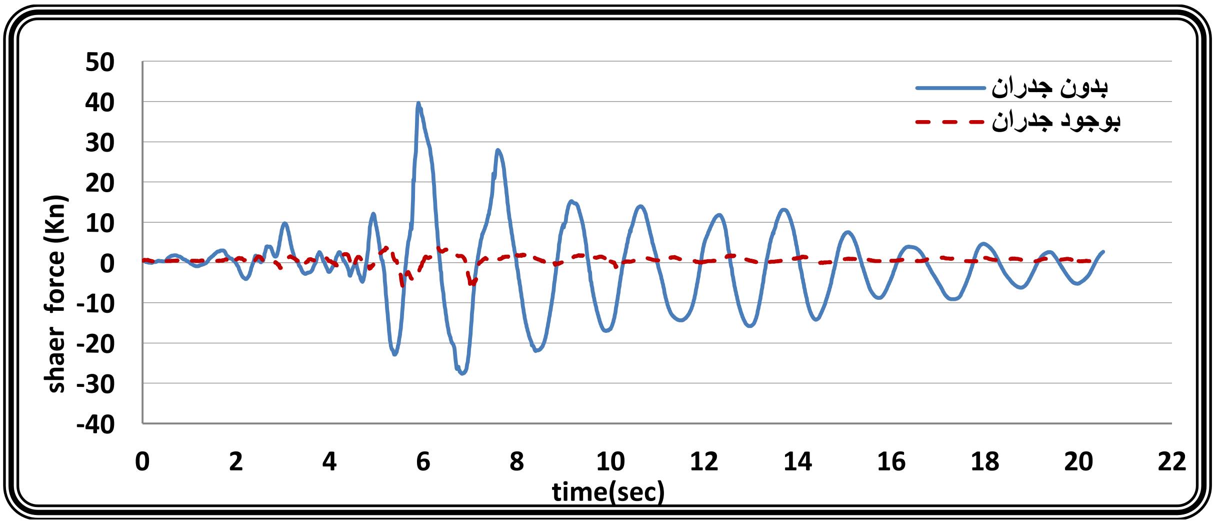
أولاً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 2.7m:



الشكل (5-64): مقارنة قوة القص للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

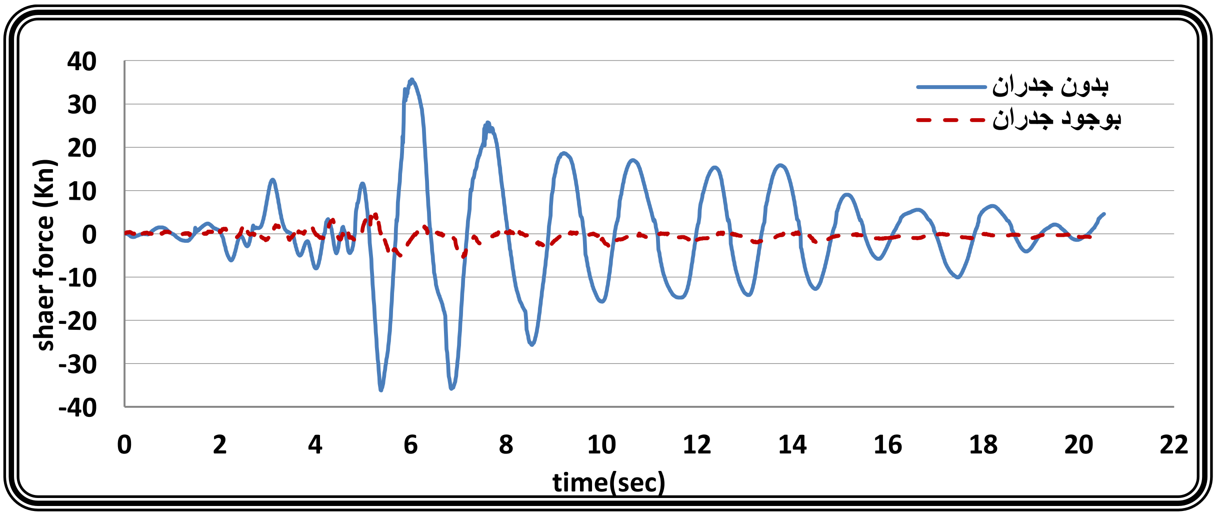


الشكل (5-65): مقارنة قوة القص للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

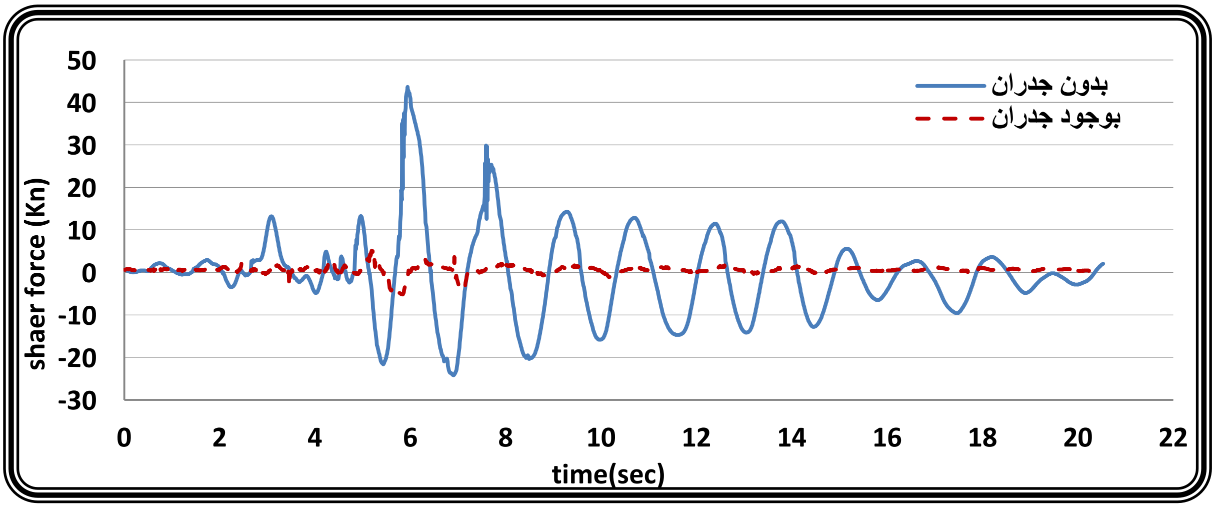


الشكل (5-66): مقارنة قوة القص للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

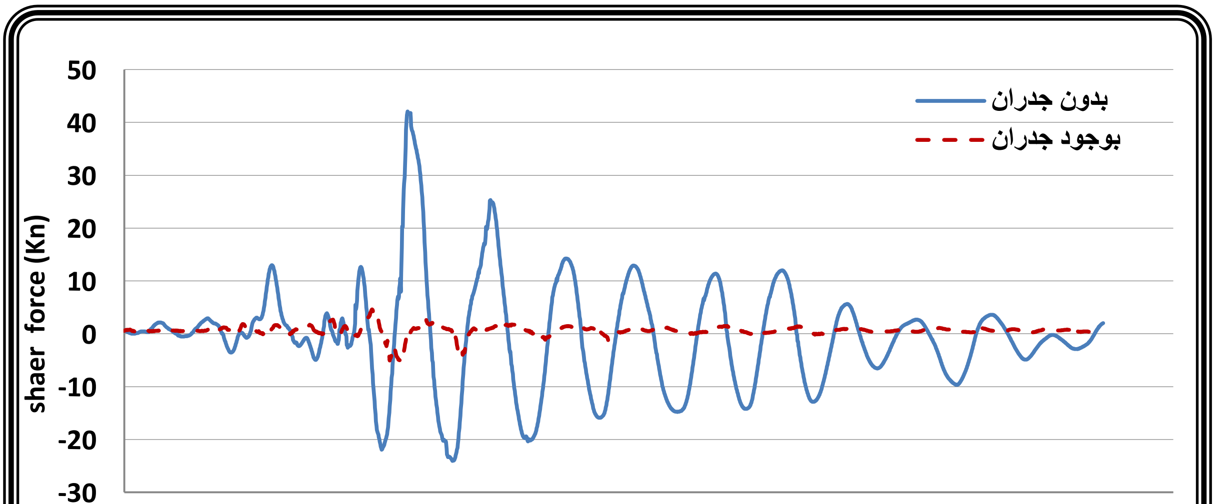
ثانياً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 3.7m:



الشكل (5-67): مقارنة قوة القص للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

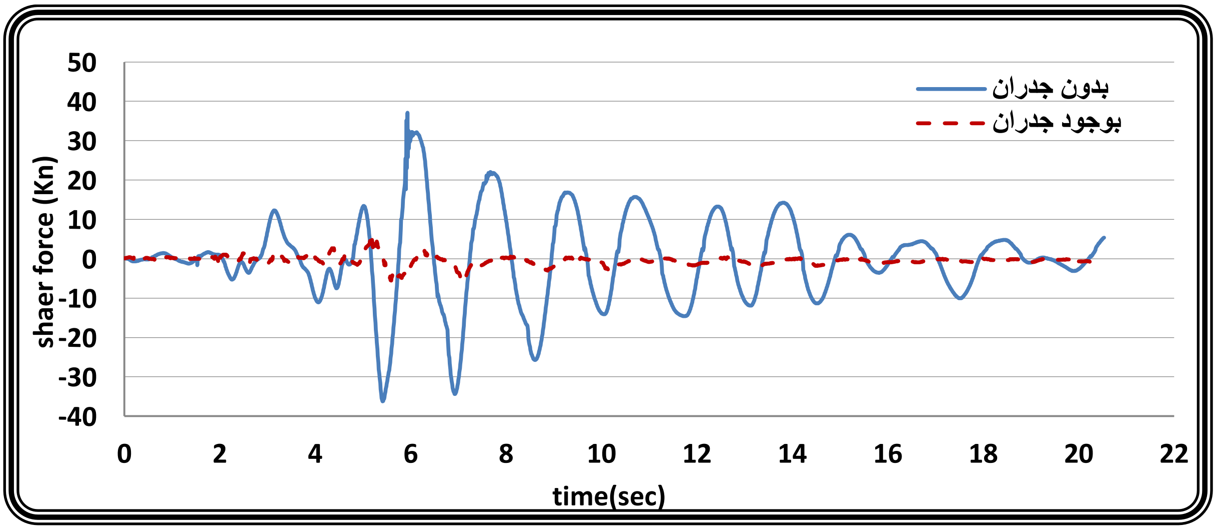


الشكل (5-68): مقارنة قوة القص للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

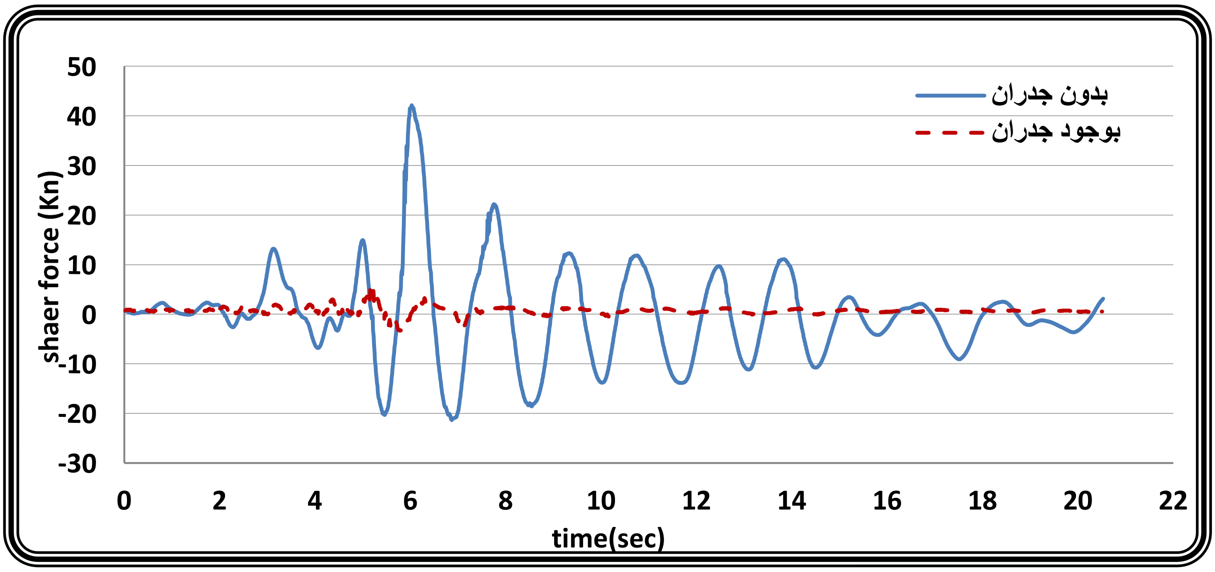


الشكل (5-69): مقارنة قوة القص للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

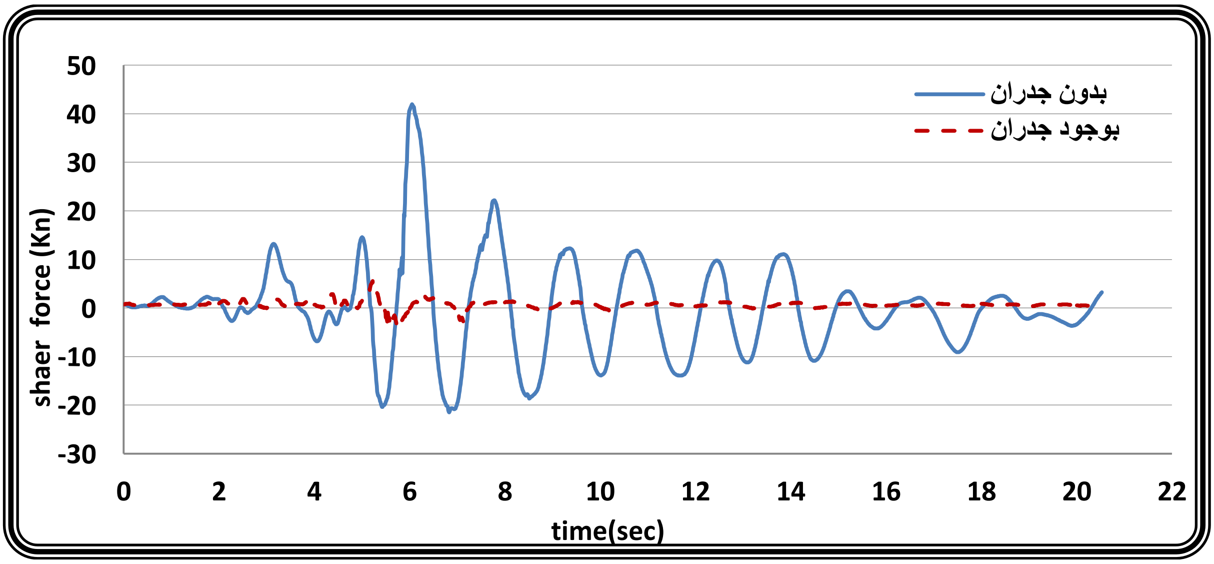
ثالثاً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 4.7m:



الشكل (5-70): مقارنة قوة القص للعقدة n112 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.



الشكل (5-71): مقارنة قوة القص للعقدة n212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

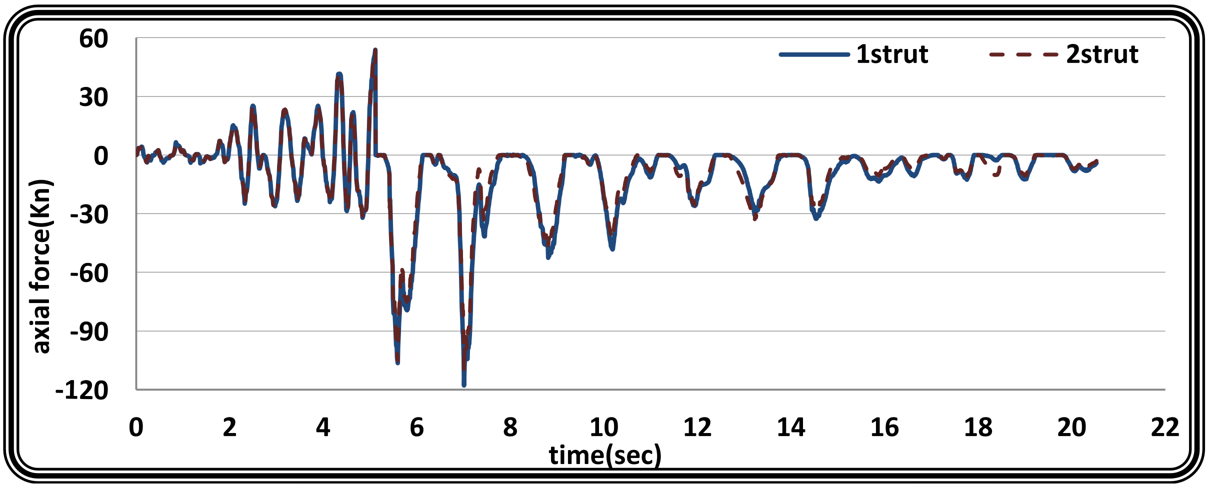


الشكل (5-72): مقارنة قوة القص للعقدة nbb212 للإطار بدون وبوجود جدران ملء.

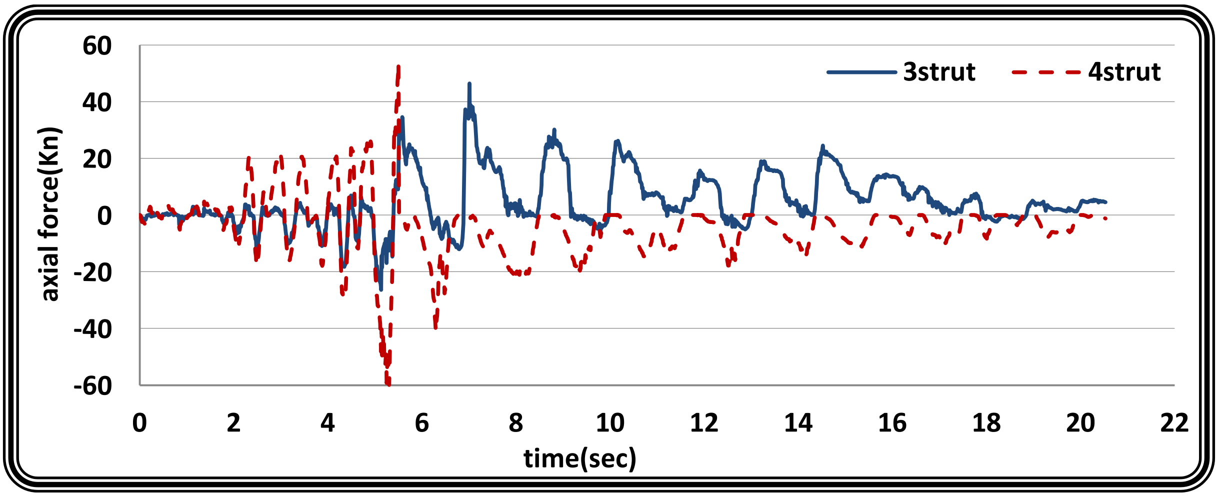
5-5-1-3 القوى المتولدة بدعامات الجدار:

أولاً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 2.7m:

<u>أ- القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار:</u>

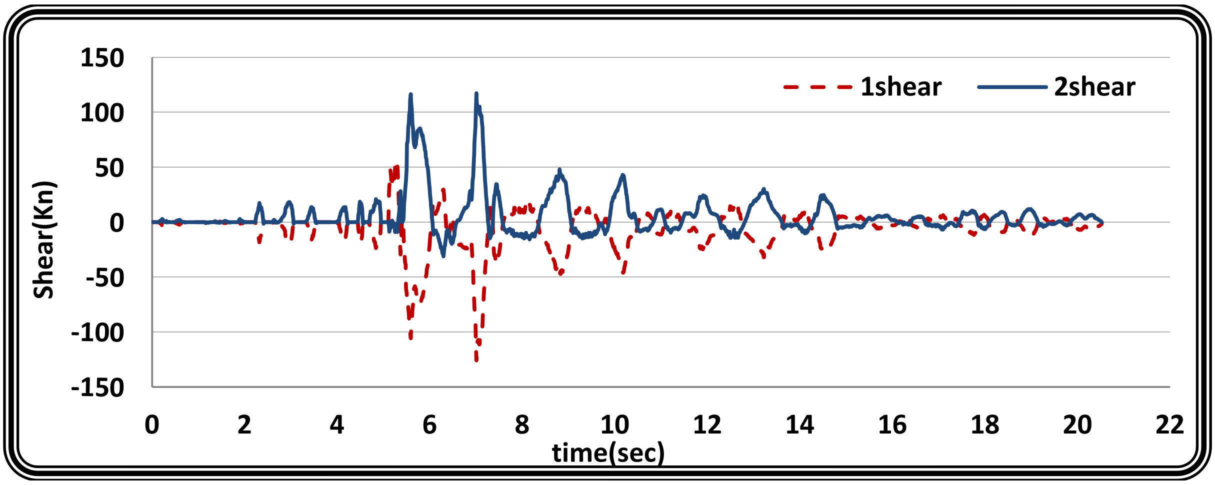


الشكل (5-73):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.



الشكل (5-74):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.

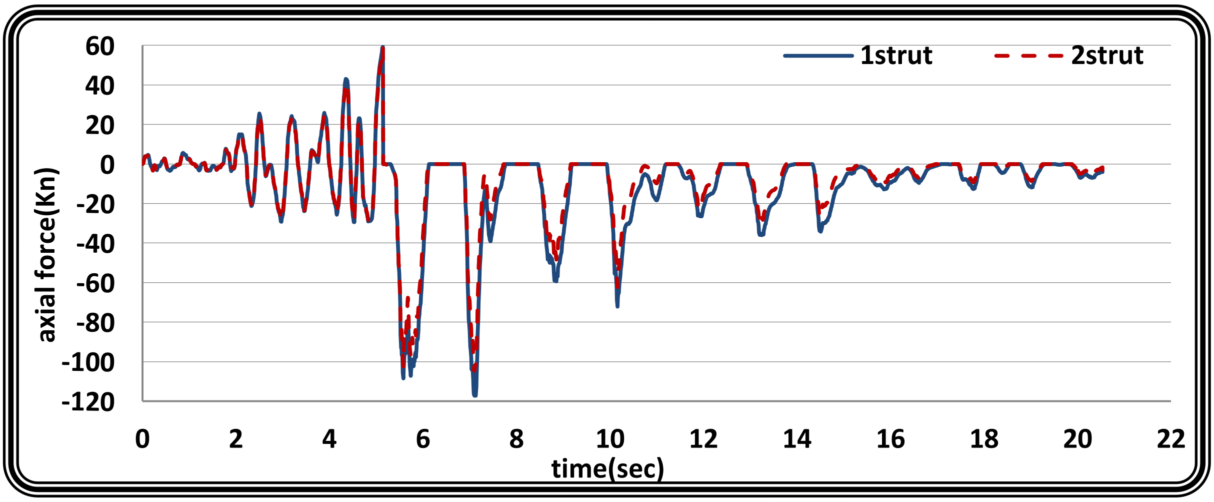
<u>ب- قوىالقص المتولدة بنابض القص الممثل للجدار:</u>



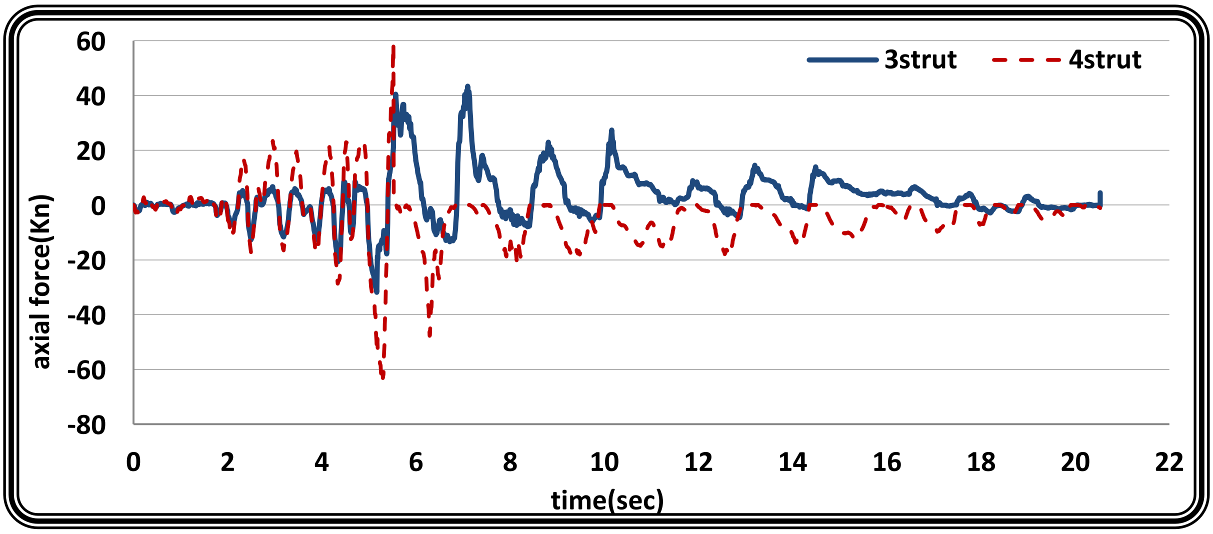
الشكل (5-75):قوى القص المتولدة في نابض القص للجدار1.

ثانياً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 3.7m:

أ- القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار:

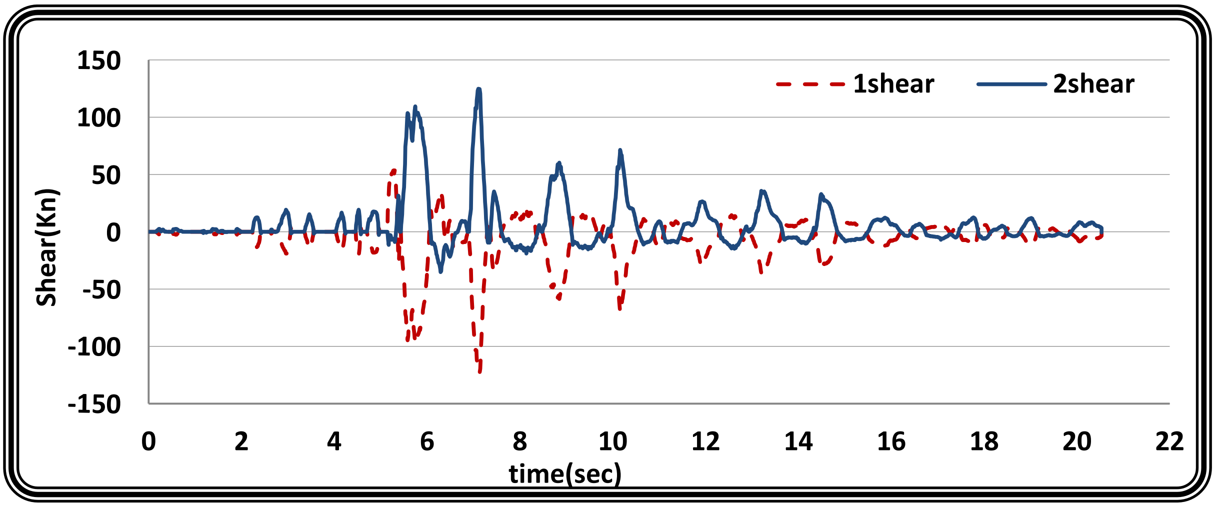


الشكل (5-76):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.



الشكل (5-77):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.

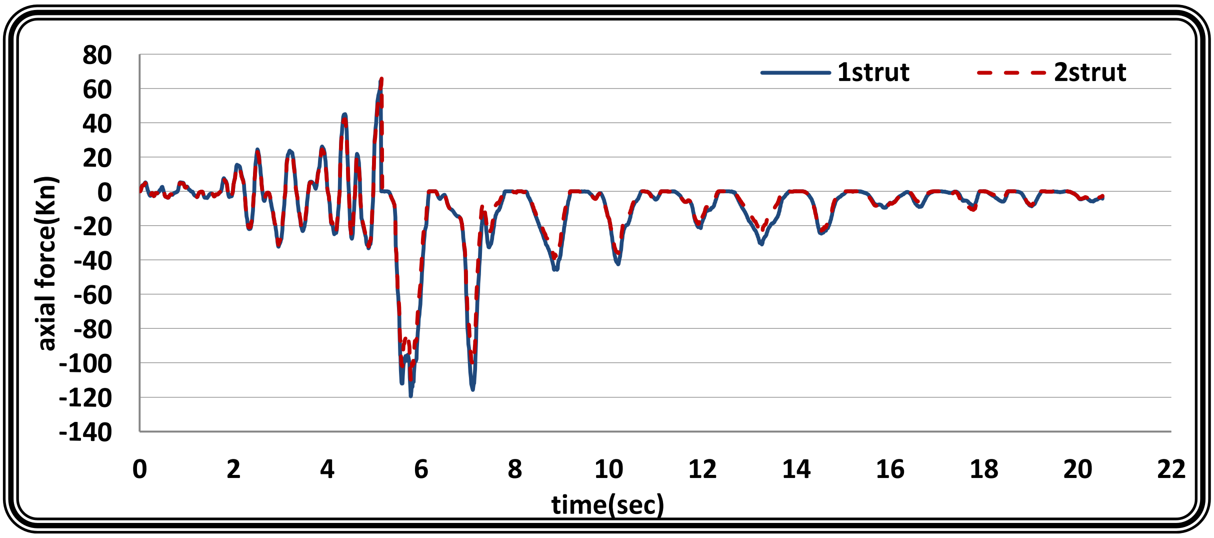
ب- قوىالقص المتولدة بنابض القص الممثل للجدار:



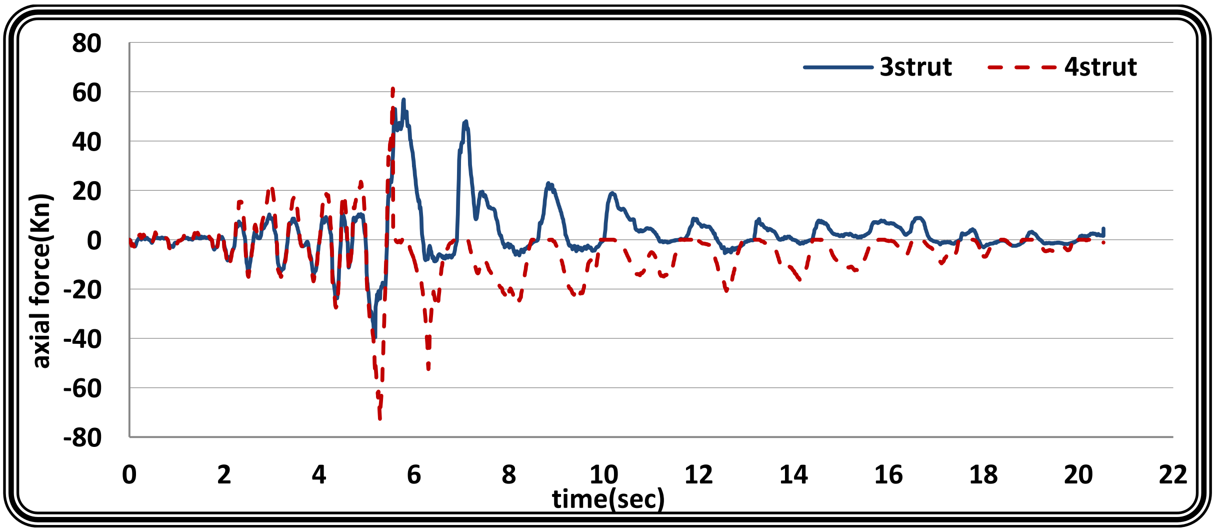
الشكل (5-78): قوى القص المتولدة في نابض القص للجدار1.

ثالثاً: حالة ارتفاع الطابق الأرضي 4.7m:

أ- القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار:

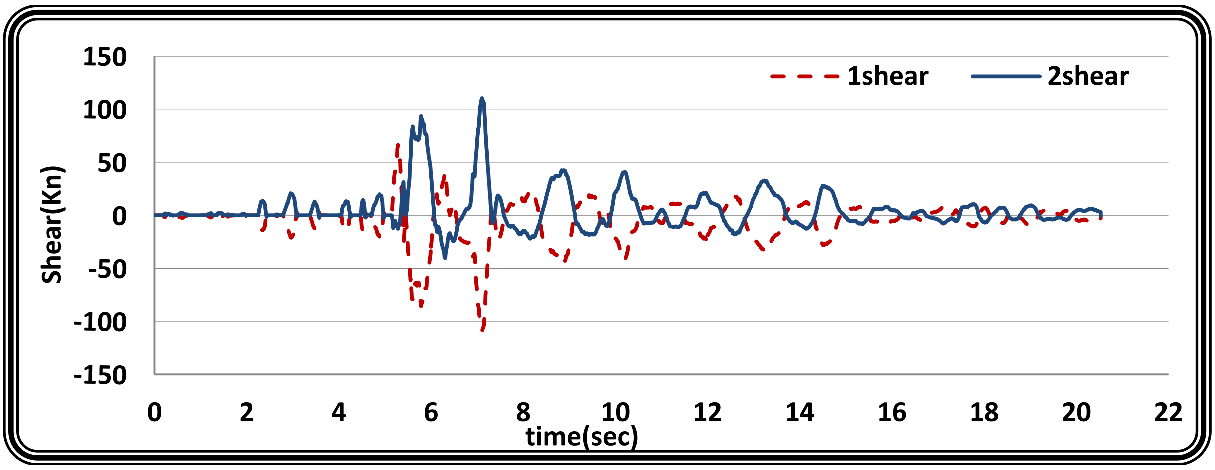


الشكل (5-79):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.



الشكل (5-80):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدار1.

ب- قوىالقص المتولدة بنابض القص الممثل للجدار:



الشكل (5-81): قوى القص المتولدة في نابض القص للجدار1.

5-5-1-4- جداول النتائج :

الجدول (5-24): قيم الدور.

	ارتفاع الطابق الأرضي	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
الدور	2.7m	0.72	0.095	13.2%
	3.7m	0.85	0.11	13.2%
	4.7m	1.04	0.129	13.2%

الجدول (5-25): القيم الأعظمية للقص القاعدي.

	ارتفاع الطابق الأرضي	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
قوة القص القاعدي (kn)	2.7m	257.15	952.55	370.4%
	3.7m	215.22	828.67	385.0%
	4.7m	172.02	757.15	440.2%

الجدول (5-26): القيم الأعظمية للقوى الداخلية بالعقد.

القوة الأعظمية	ارتفاع الطابق الأرضي	العقدة	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
العزم (kn.m)	2.7m	n112	-106.33	-16.40	15.4%
		n212	-125.97	-8.75	6.9%
		nbb212	-23.85	-6.72	28.2%
	3.7m	n112	-98.71	-14.41	14.6%
		n212	-133.55	-11.75	8.8%
		nbb212	-25.83	-5.35	20.7%
	4.7m	n112	-89.65	-13.79	15.4%
		n212	130.69	-13.84	-10.6%
		nbb212	-26.88	-4.71	17.5%
القوة المحورية (kn)	2.7m	n112	-40.87	-38.28	93.7%
		n212	-83.74	-56.39	67.3%
		nbb212	-61.68	-51.73	83.9%
	3.7m	n112	-41.82	-34.78	83.2%
		n212	-90.04	-36.10	35.7%
		nbb212	-62.95	-31.20	49.6%
	4.7m	n112	-92.82	-33.93	79.3%
		n212	-46.79	-29.59	31.9%
		nbb212	-61.14	-32.61	53.3%

القوة الأعظمية	ارتفاع الطابق الأرضي	العقدة	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
قوة القص (kn)	2.7m	n112	37.53	5.75	15.3%
		n212	41.29	4.52	10.9%
		nbb212	39.66	4.02	10.1%
	3.7m	n112	35.68	4.96	13.9%
		n212	43.68	5.80	13.3%
		nbb212	42.07	4.61	11.0%
	4.7m	n112	37.10	5.23	14.1%
		n212	42.13	5.76	13.7%
		nbb212	41.96	5.53	13.2%

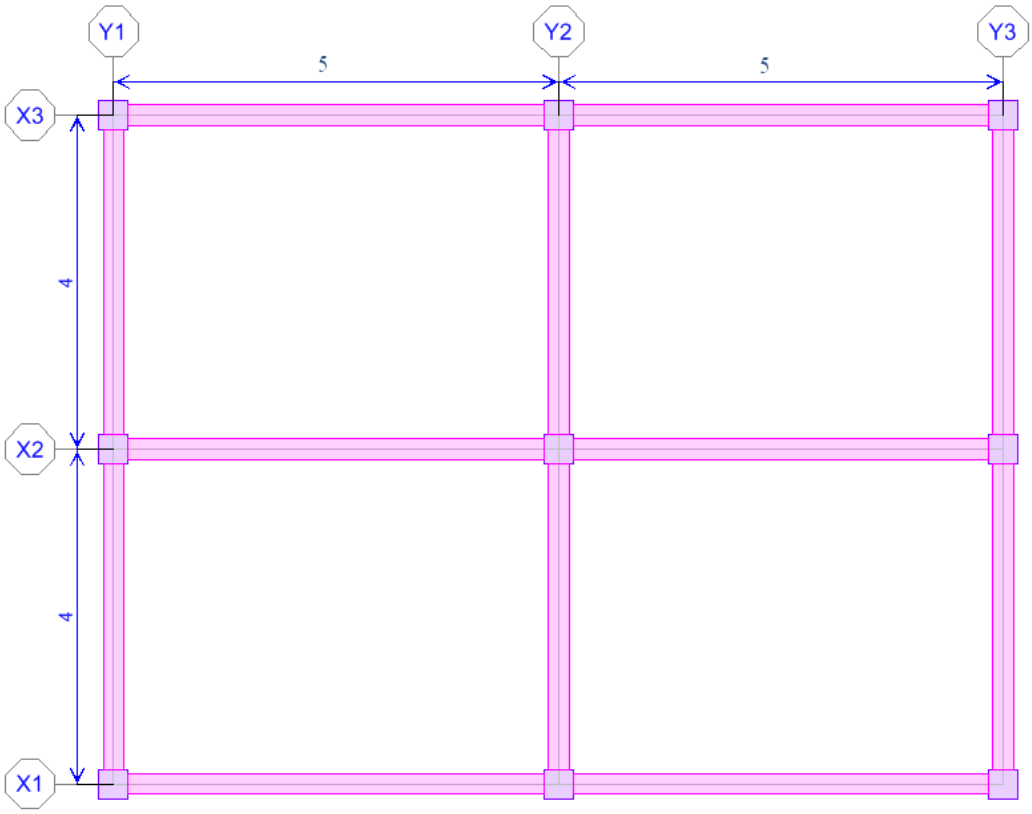
الجدول (5-27): القيم الأعظمية للقوى المتولدة بدعامات الجدار 1.

القوة الأعظمية	الدعامة	ارتفاع 2.7 m	ارتفاع 3.7 m	ارتفاع 4.7 m
القوة المحورية (kn)	Strut1	117.95	117.19	119.47
	Strut2	111.41	104.58	109.74
	Strut3	46.43	43.42	56.91
	Strut4	59.94	63.12	73.46
قوة القص(kn)	Shear1	125.89	123.27	108.65
	Shear2	117.27	124.85	110.43

5-6- النموذج التحليلي الخامس:

وهو عبارة عن منشأ إطاري فراغي مكون من فتحتين بكل اتجاه والشكل (5-82) يوضح المسقط الأفقي لهذا النموذج ومؤلف من طابقين بارتفاع (3.5m) لكل طابق، البلاطات هي عبارة عن بلاطات بيتونية مصمتة بسماكة (15cm) محملة بالأحمال التالية:

- حمولة تغطية ($3kn/m^2$).
- حمولة حية ($2kn/m^2$).
- الأبعاد الهندسية متساوية للجوائز في كُلّ الطوابقِ: 0.40 ×0.50m بتسليح 4φ16mm بالزوايا والأعمدة لَها نفس الأبعاد الهندسيةِ على طول الارتفاع وعلى جميع المحاور: 0.40×0.40m بتسليح 4φ16mm بالزوايا.
- الهزة المطبقة هي هزة Loma Prieta الموضحة بالشكل (5-12) بالاتجاهين x و y .
- خصائص المواد هي نفس خصائص المواد المطبقة بالنموذج الثاني.
- التحليل المستخدم هو التحليل الديناميكي اللاخطي للتاريخ الزمني.



الشكل(5-82): المسقط الأفقي للمنشأ المدروس.

توضح الجداول التالية قيم المتغيرات الميكانيكية والهندسية لجدران أما المتغيرات التجريبية فطبقت القيم المستخدمة بالجدول(5-5).

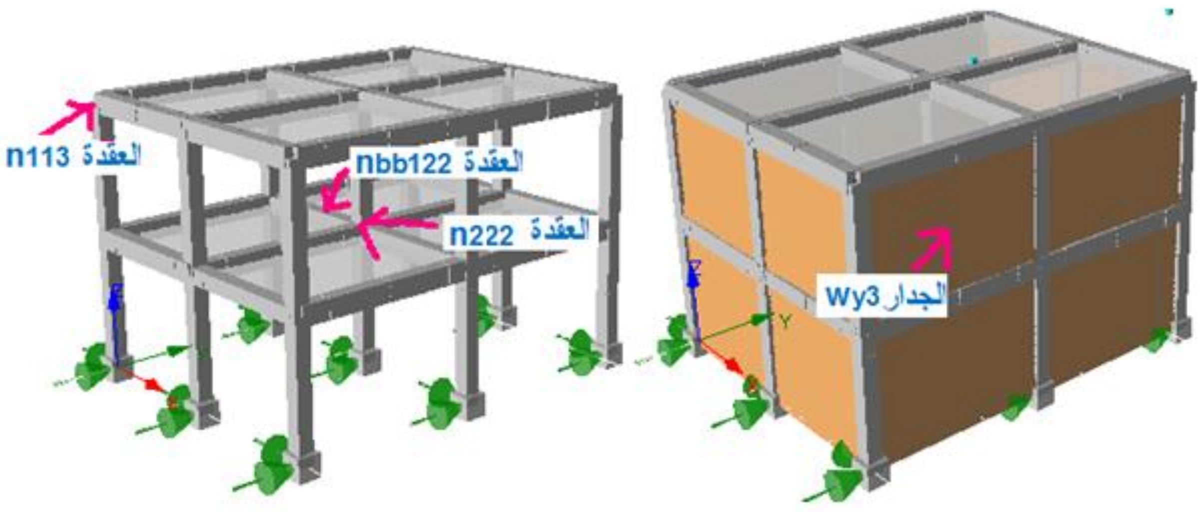
الجدول (5-28): المتغيرات الميكانيكية والهندسية للجدران بالاتجاه X.

	جدار الفتحة الصغيرة (4mx3.5m)		
	المعطيات:		
طول الجداربين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
l=	h=	H =	H =
4000	3500	500	500
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
b_1 =	h_1 =	b_2 =	h_2 =
400	400	400	400
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
f'n=	E_c =	$`\varepsilon_m$ =	ε_{cl} =
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
t =			
150			
	النتائج :		
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'm	E_m =
0.695	1.389	7.930	7930.000
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
l_m =	h_m =	d_m =	b_w =
3600	3000	4686.150	1562.049935
مساحة الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحات صغيرة mm4
A_m =	50%A_m =	60%A_m =	70%A_m =
234307.49	117153.75	140584.49	164015.24
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
I_g =	ε_u =	ε_1 =	ε_2 =
2133333333	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
X_{oi}% =	y_{oi}% =	λ =	Z =
5.6	8.3	0.001	1409.826
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
hz %=			
15.7			

الجدول (5-29): المتغيرات الميكانيكية والهندسية للجدران باتجاه Y.

	جدار الفتحة الكبيرة (5mx3.5m)		
المعطيات:			
طول الجداربين المحاور mm	ارتفاعه الجدار بين المحاور mm	ارتفاع الجائز السفلي mm	ارتفاع الجائز العلوي mm
l=	h=	H =	H =
5000	3500	500	500
بعد العمود الأول باتجاه الجدار mm	بعد العمودالأول بالاتجاه الثاني mm	بعد العمود الثاني باتجاه الجدار mm	بعد العمودالثاني بالاتجاه الثاني mm
b_1 =	h_1 =	b_2 =	h_2 =
400	400	400	400
مقاومة الجدار على الضغط تجريبي(Mpa)	معامل مرونة البيتون Mpa	التشوه عند اعظم اجهاد	التشوه عند التشقق
f'n=	E_c =	$`\varepsilon_m$ =	ε_{cl} =
3.25	29717.34	0.0012	0.003
سماكة الجدار mm			
t =			
150			
النتائج :			
زاوية ميلان قطر الجدار عن الأفق	تحويل إلى الراديان	مقاومة الجدار على الضغط باتجاه الميل تجريبي (Mpa)	معامل مرونة الجدار باتجاه الميل تجريبي(Mpa)
θ	2θ	f'_m	E_m =
0.578	1.156	10.891	10891.111
طول الجدار الصافي mm	ارتفاعه الجدار الصافي mm	طول قطر الجدار mm	العرض المكافئ للجدار mm
l_m =	h_m =	d_m =	b_w =
4600	3000	5491.812	1830.604029
مساحة الدعامة المكافئة mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال وجود باب mm2	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحة كبيرة mm3	مساحة الدعامة المكافئة في حال فتحة صغيرة mm4
A_m =	50%A_m =	60%A_m =	70%A_m =
274590.60	137295.30	164754.36	192213.42
عزم عطالة العمود باتجاه الجدارmm4	التشوه النهائي	التشوه	التشوه
I_g =	ε_u =	ε_1 =	ε_2 =
2133333333	0.024	0.0001	0.0006
التباعد الأفقي mm	التباعد الأفقي mm	معامل النحافة	العرض الفعال القطري mm
X_{oi}% =	y_{oi}% =	λ =	Z =
4.3	8.3	0.001	1326.025
المسافة الشاقولية بين الدعامات mm			
hz %=			
14.7			

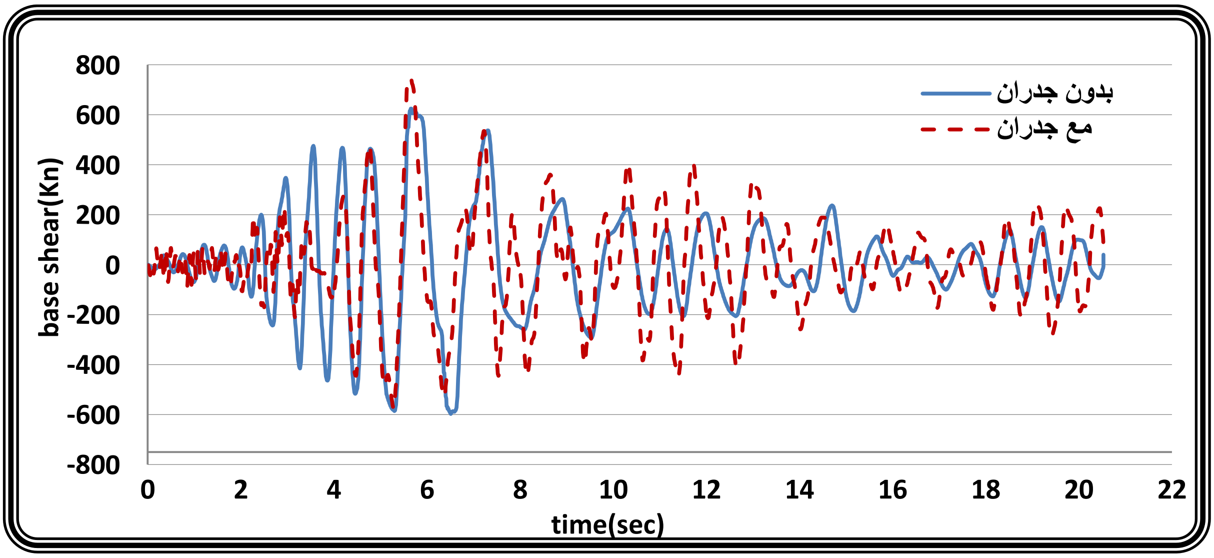
يوضح الشكل التالي الشكل النهائي للمبنى بدون جدران وبوجود ملء بعد نمذجة على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5



الشكل (5–83): الشكل النهائي للمبنى بدون و بوجود جدران ملء على برنامجِ SeismoStruct V5.0.5.

5–7–1– نتائج الدراسة التحليلية:

5–7–1–1– قوة القص القاعدي :

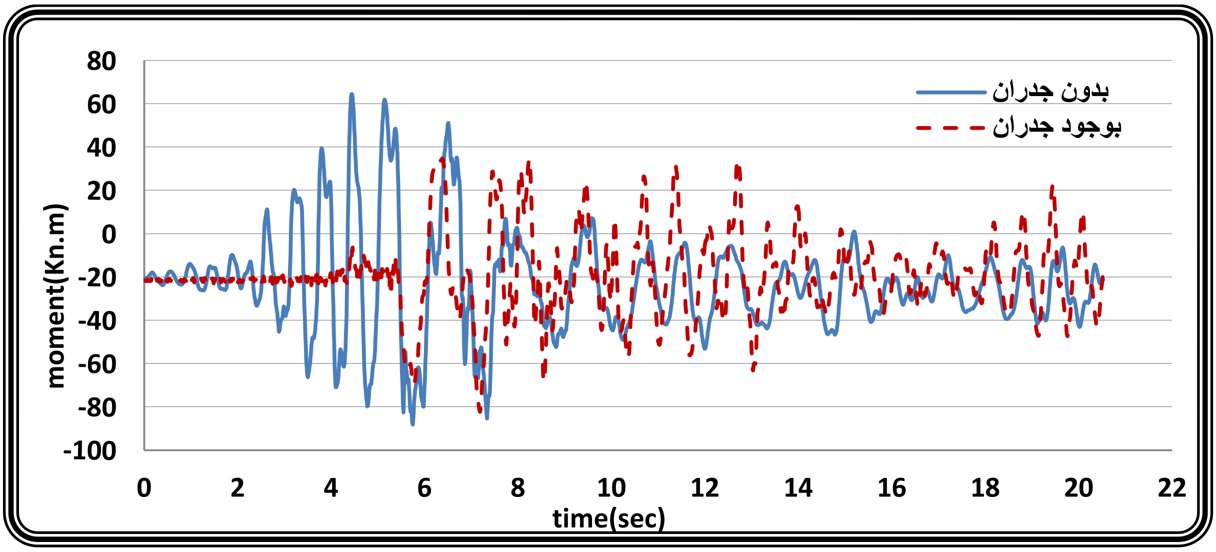


الشكل (5-84): مقارنة القص القاعدي للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.

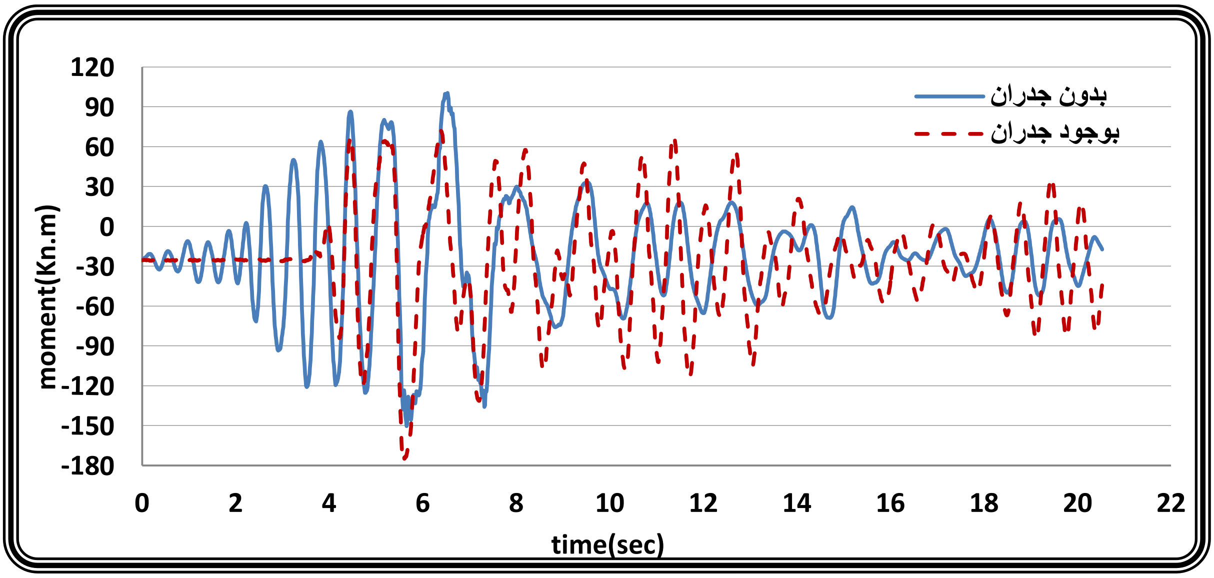
5–5–1–2– القوى الداخلية للإطار:

سنقوم بمقارنة القوى الداخلية (العزم والقوة المحورية وقوة القص) لحالة المبنى بدون جدران ملء وحالة وجود جدران ملء وذلك لثلاث عقد عند عقدتين عند مستوى الطابق الأول و عقدة وسطية سالبة n 222 وعقدة وسطية موجبة nbb112 وعقدة عقدة طرفية سالبة n113 عند مستوى الطابق الثاني . الموضحة بالشكل (5–83).

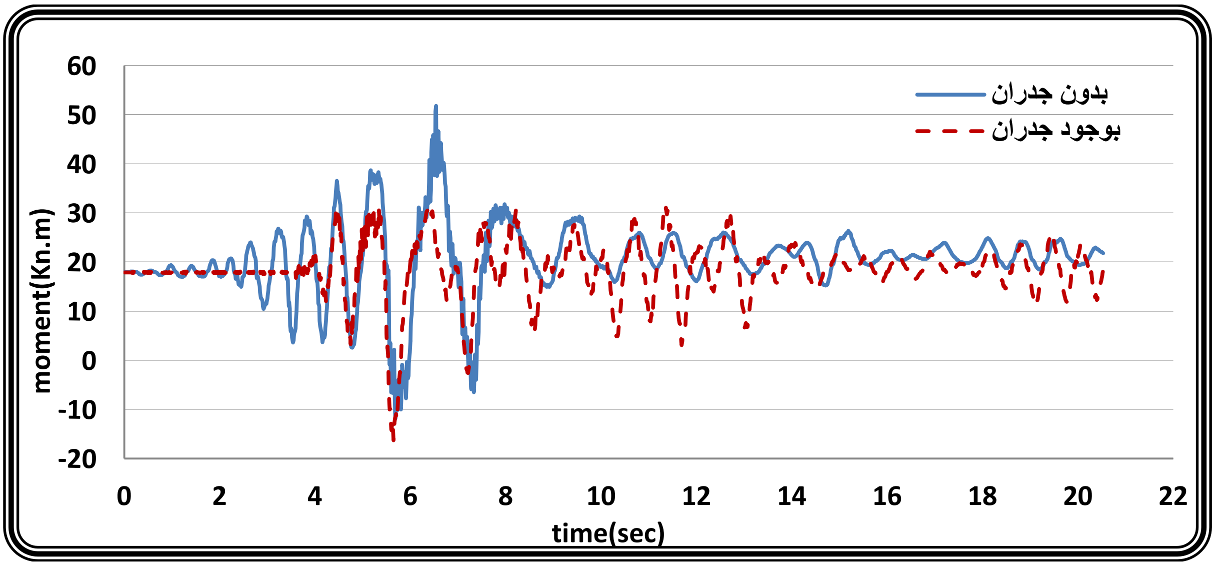
<u>أ–العزم:</u>



الشكل (5−85): مقارنة العزم للعقدة n113 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.

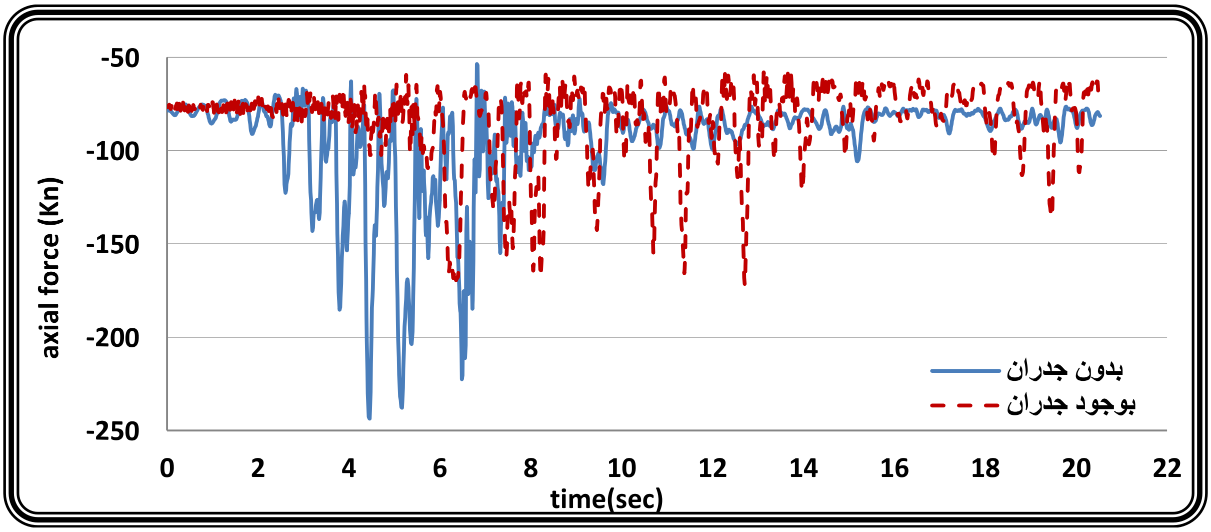


الشكل (5-86): مقارنة العزم للعقدة n222 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.

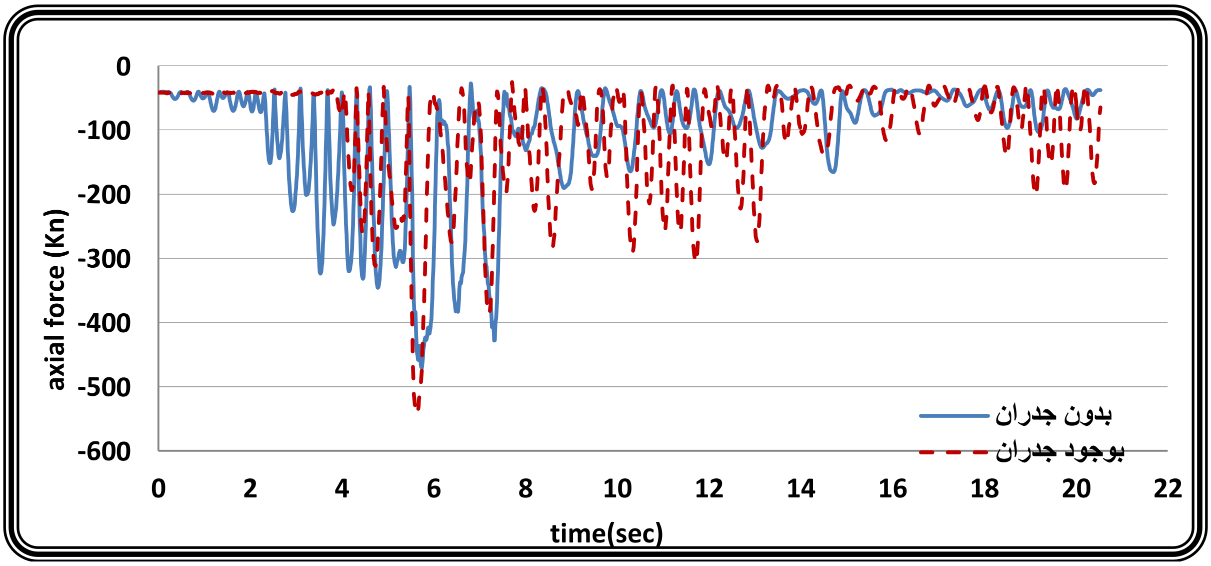


الشكل (5-87): مقارنة العزم للعقدة nbb122 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.

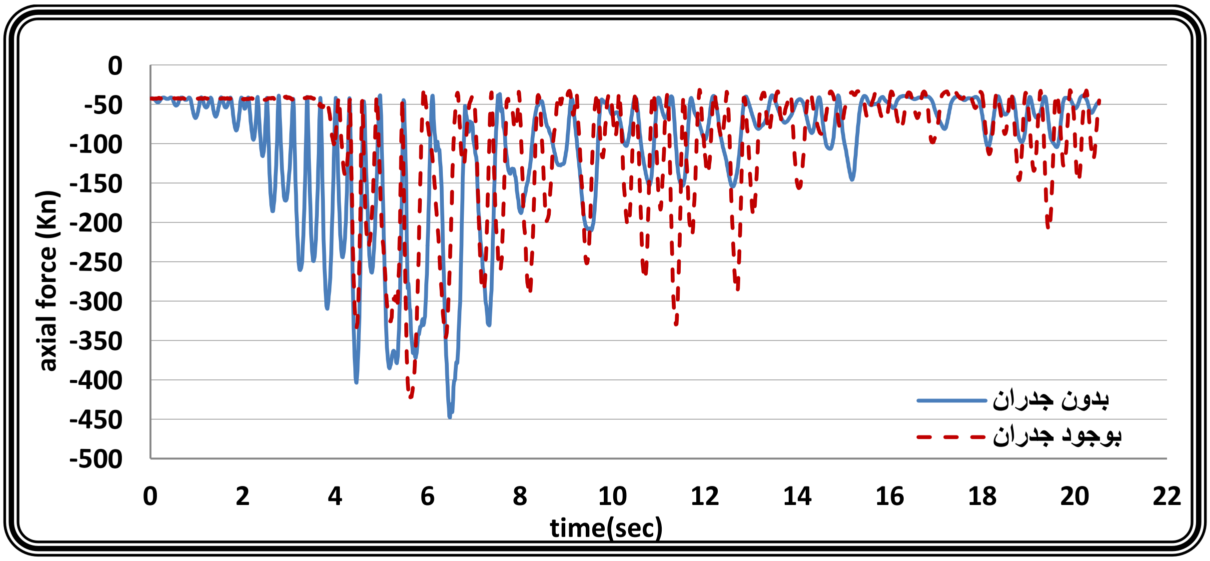
ب-القوة المحورية:



الشكل (5-88): مقارنة القوة المحورية للعقدة n113 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.

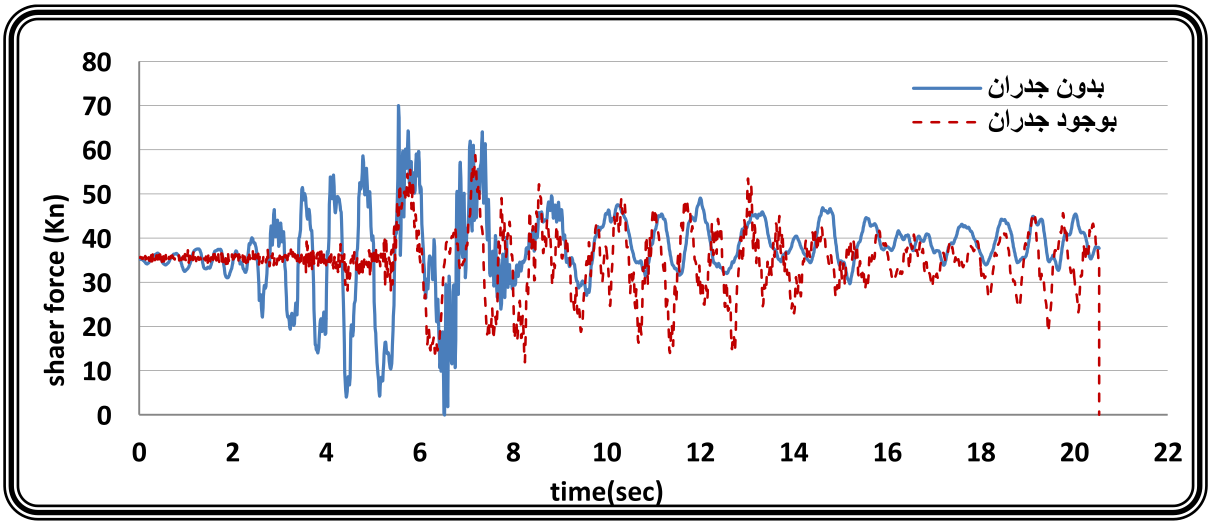


الشكل (5-89): مقارنة القوة المحورية للعقدة n222 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.

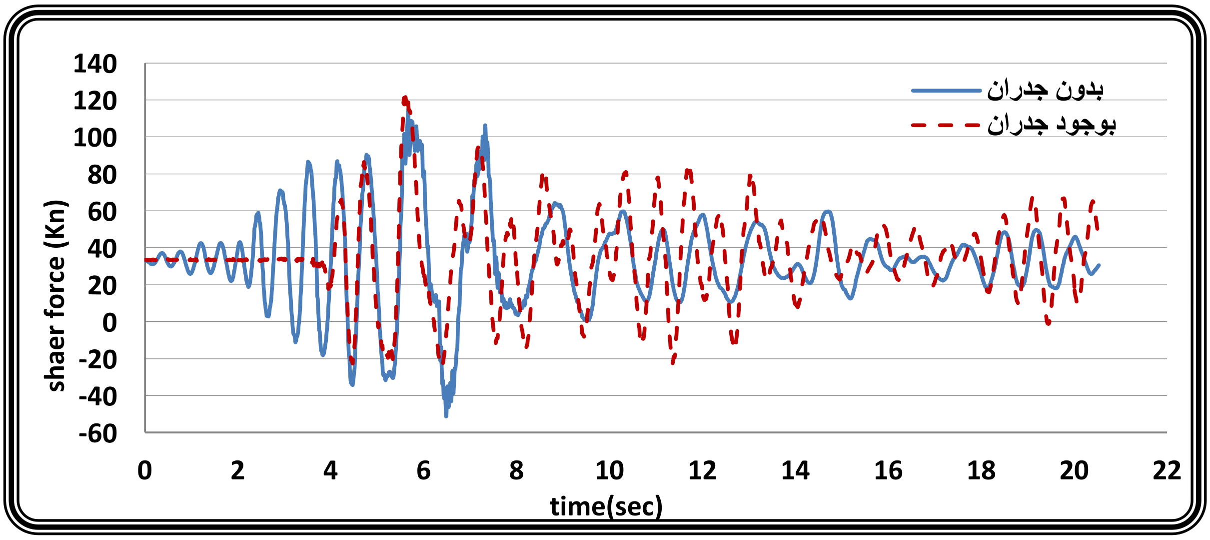


الشكل (5-90): مقارنة القوة المحورية للعقدة nbb122 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.

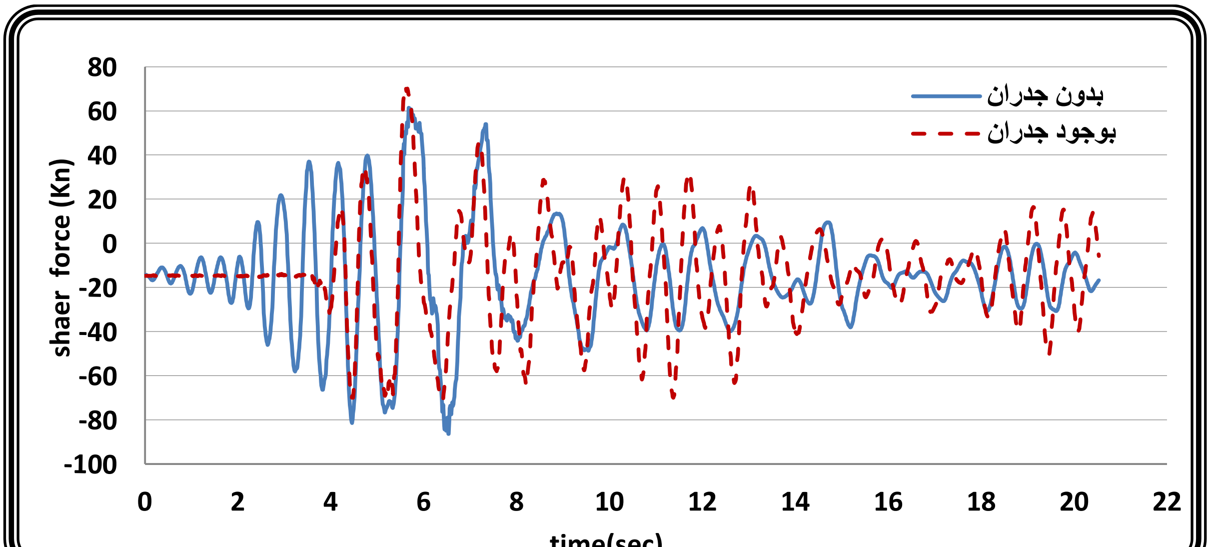
ج- قوة القص:



الشكل (5-91): مقارنة قوة القص للعقدة n113 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.



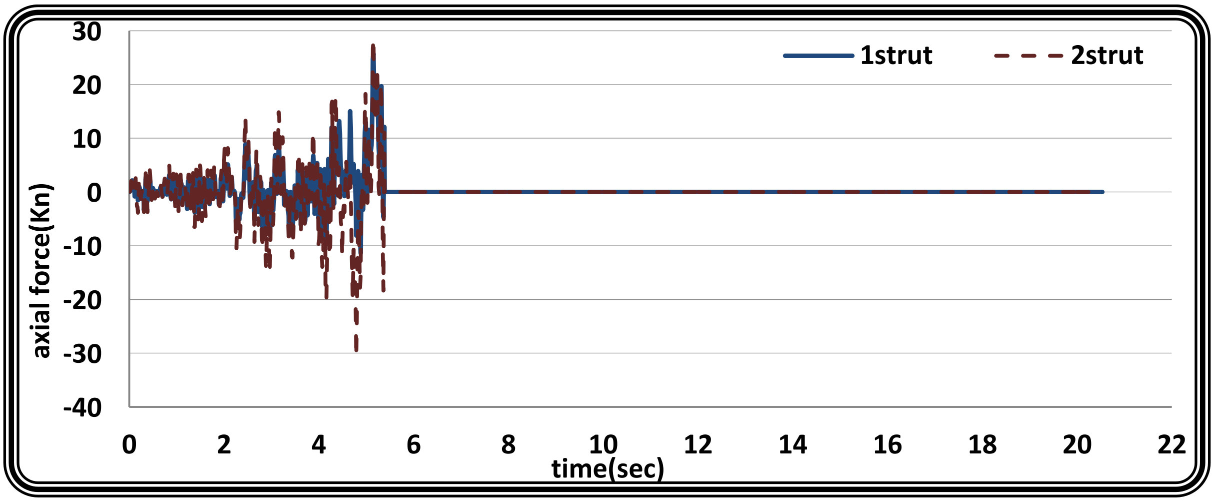
الشكل (5-92): مقارنة قوة القص للعقدة n222 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.



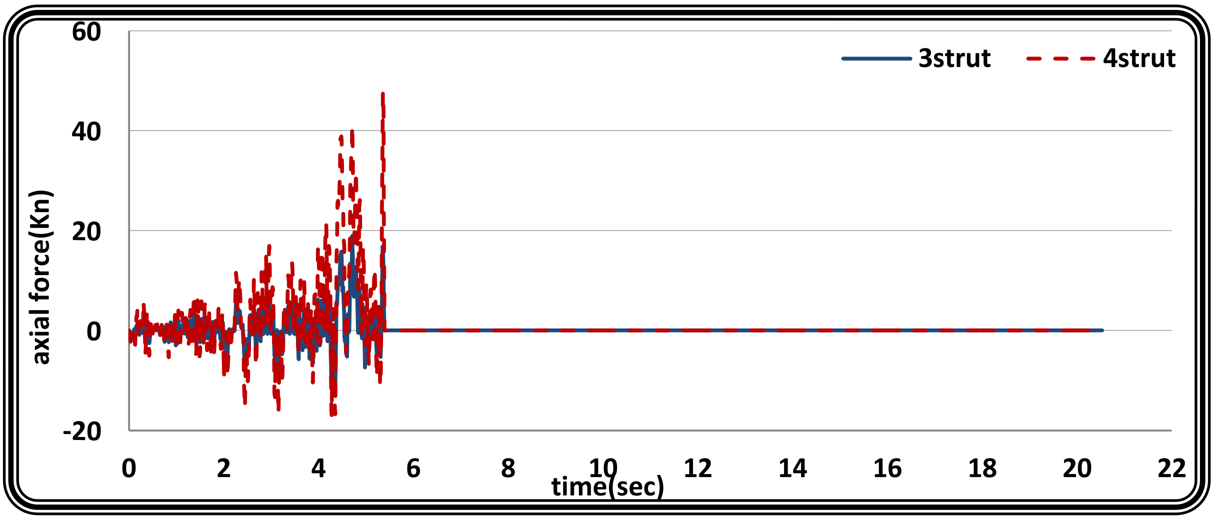
الشكل (5-93): مقارنة قوة القص للعقدة nbb122 للمبنى بدون وبوجود جدران ملء.

5-6-1-3 القوى المتولدة بدعامات الجدار:

أ- القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار:

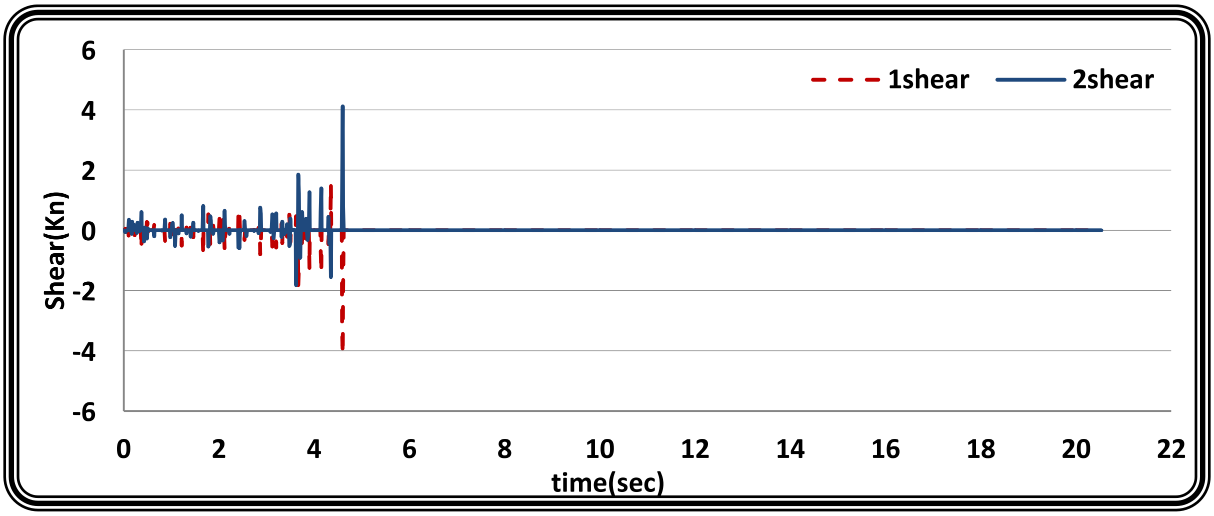


الشكل (5-94):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدارwy33.



الشكل (5-95):القوى المحورية المتولدة في دعامات الجدارwy33.

ب- قوى القص المتولدة بنابض القص الممثل للجدار:



الشكل (5-96):قوى القص المتولدة في نابض القص للجدارwy33 .

5-6-1-4- جداول النتائج :

الجدول (5-30): قيم الدور.

الدور	باتجاه x			باتجاه y		
	بدون جدران	بوجود جدران	وجود جدران/بدون جدران	بدون جدران	بوجود جدران	وجود جدران/بدون جدران
	0.367	0.081	22.1%	0.373	0.068	18.5%

الجدول (5-31): القيم الأعظمية للقص القاعدي.

قوة القص القاعدي(kn)	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
	624.11	744.39	83.8%

الجدول (5-32): القيم الأعظمية للقوى الداخلية بالعقد.

القوة الأعظمية	العقدة	بدون جدران	بوجود جدران	بوجود جدران/بدون جدران
العزم (kn.m)	n113	64.48	34.64	53.7%
	n222	100.30	72.23	72.0%
	nbb122	51.76	31.69	61.2%
القوة المحورية (kn)	n113	243.71	172.20	70.7%
	n222	-471.26	-543.24	115.3%
	nbb122	-447.89	-426.69	95.3%
قوة القص (kn)	n113	70.01	58.79	84.0%
	n222	115.06	121.48	-5.6%
	nbb122	61.38	71.26	116.1%

الجدول (5-33): القيم الأعظمية للقوى المتولدة بدعامات الجدار wy3.

القوة الأعظمية	الدعامة	القيمة
القوة المحورية (kn)	Strut1	25.76
	Strut2	28.48
	Strut3	18.90
	Strut4	47.74
قوة القص (kn)	Shear1	1.54
	Shear2	4.12

5-6-1-5- الخلاصة :

1- نلاحظ أن جدران في هذا المبنى لم تتحمل الهزة حيت انهارت في زمن 6 ثانية تقريباً ولم تعد دعامات الجدران تمتص أي قوة وبالتالي انعدمت القوى المتولدة بدعامات الجدران.

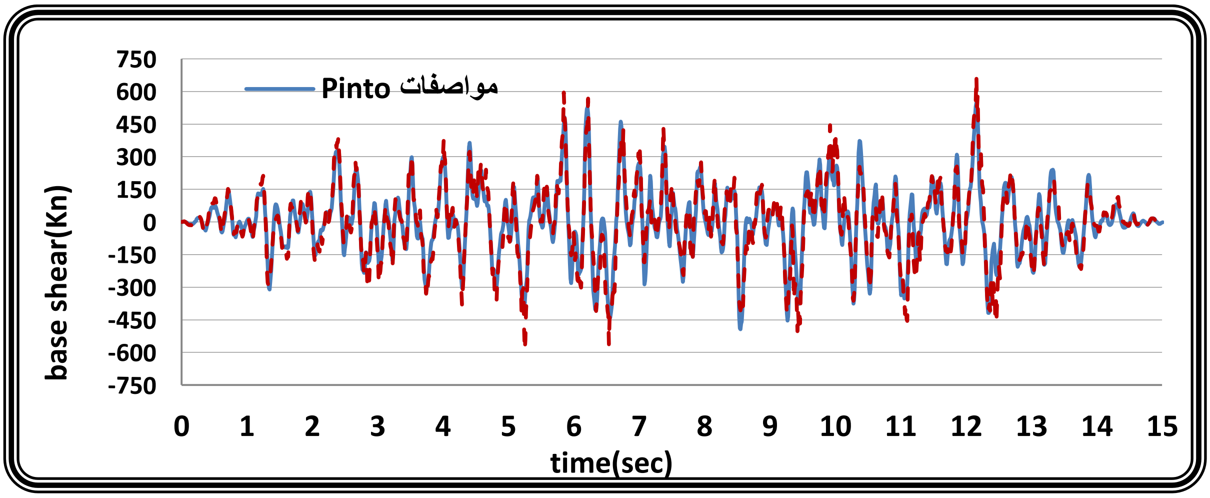
2- قمنا بتخفيض الهزة و حللنا المبنى وكررنا العمل عدة مرات حتى أن المبنى يتحمل الهزة مصعدة وصل أخيرا إلى أن المبنى يتحمل فقط الهزة مصعدة بـ 1.5 فقط .

5-7- مقارنة النتائج:

5-7-1- مقارنة النموذج الأول مع النموذج الثاني:

سنجري مقارنة ما بين الإطار المملوء في النموذج الأول في النموذج الثاني لدراسة تأثير تغير مواصفات المواد

5-7-1-1- قوة القص القاعدي :



الشكل (5-97):مقارنة القص القاعدي للإطار بوجود جدران حسب مواصفاتنا المحلية وحسب مواصفات pinto

5-7-1-2 جداول النتائج :

الجدول (5-34): قيم الدور.

الدور	بدون جدران تحليلي حسب مواصفاتنا	بوجود جدران تحليلي حسب مواصفاتنا	بوجود جدران تحليلي حسب مواصفات Pinto
1st	0.72	0.10	0.130
2nd	0.24	0.07	0.072
3rd	0.14	0.06	0.067
4th	0.10	0.05	0.060

الجدول (5-35): القيم الأعظمية للقص القاعدي للإطار بوجود جدران.

الحالة	قوة القص القاعدي حسب مواصفات pinto	قوة القص القاعدي حسب مواصفاتنا	نسبة زيادة القوة
بدون جدران	226.92	247.18	8.2%
بوجود جدران	548.20	699.71	21.7%

5-7-1-3- الخلاصة :

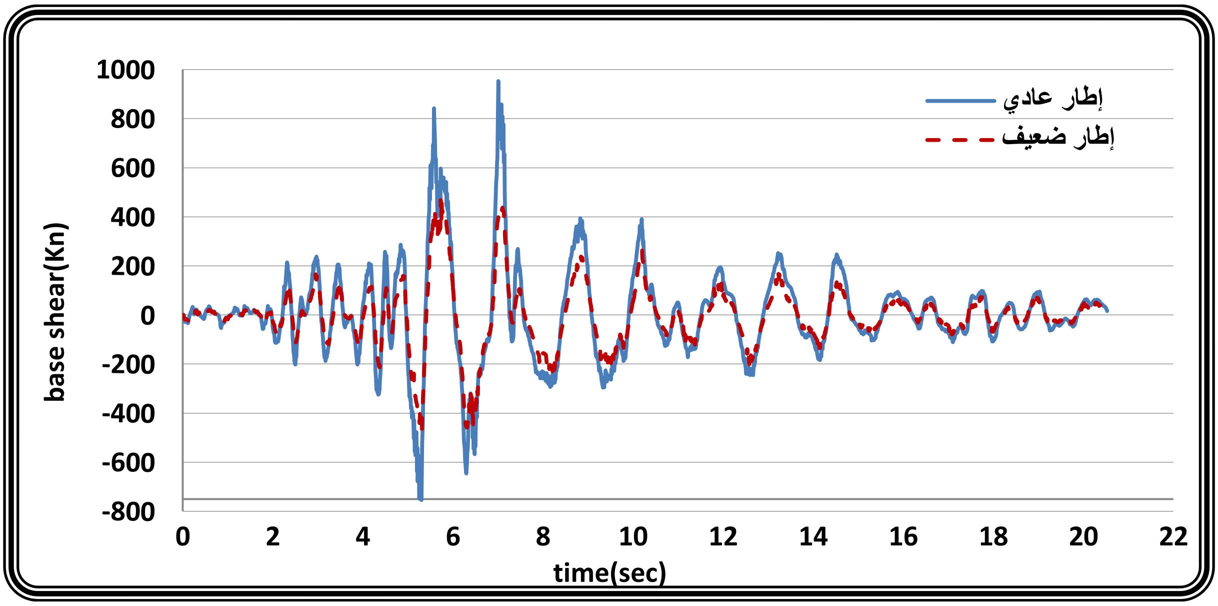
1- نلاحظ أن الدور باستخدام بلوك مواصفاتPinto [118] أكبر منه في حال استخدام البلوك المحلي. وسبب ذلك مقاومة بلوك Pinto أقل من مقاومة البلوك المحلي(مقاومة الضغط لجدار Pinto $f`m$ =1.1 Mpa).

2- نلاحظ أن قوة القص القاعدي في حال استخدام البلوك المحلي أكبر من حالة استخدام بلوك مواصفاتPinto [118] . حيث أنها تزداد بزيادة صلابة الجدار (مقاومة الضغط لجدار البلوك المحلي$f`m$ =3.25 Mpa).

5-7-2- مقارنة النموذج الثالث مع النموذج الرابع:

سنجري مقارنة ما بين الإطار المملوء العادي (صلابات العناصر البيتونية عادية) في النموذج الرابع حالة الارتفاع 2.7 m مع الإطار الملوء الضعيف (صلابات العناصر البيتونية ضعيفة) في النموذج الثالث لدراسة تأثير صلابات العناصر البيتونية على جدران الملء.

5-7-2-1- قوة القص القاعدي :

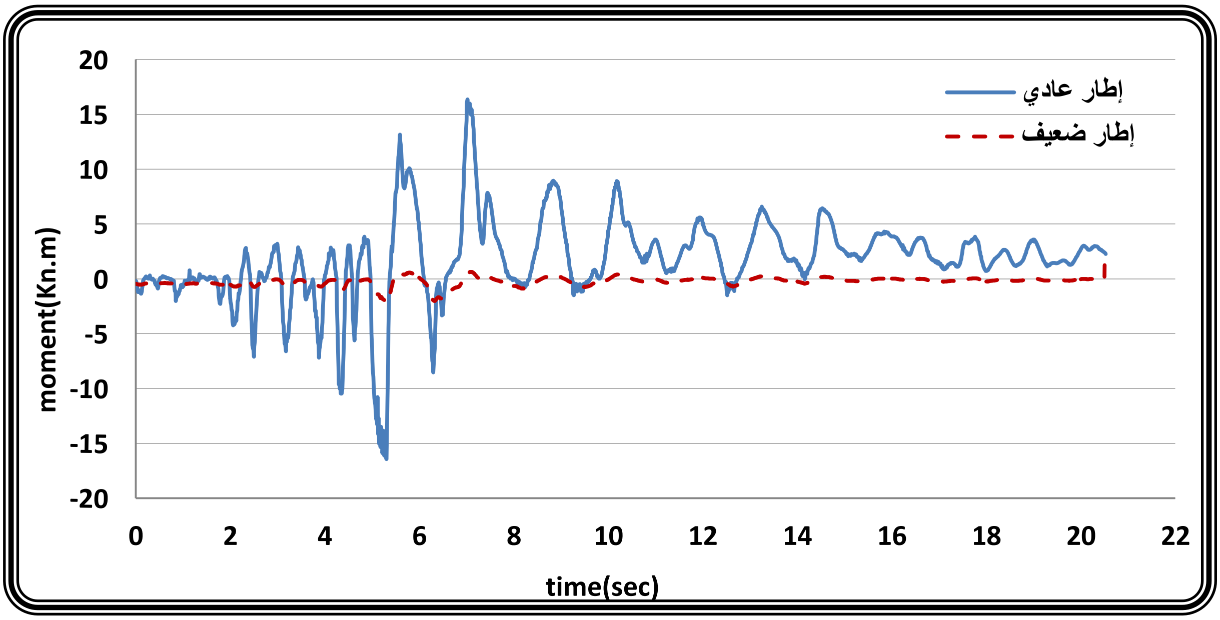


الشكل (5-98): مقارنة القص القاعدي للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

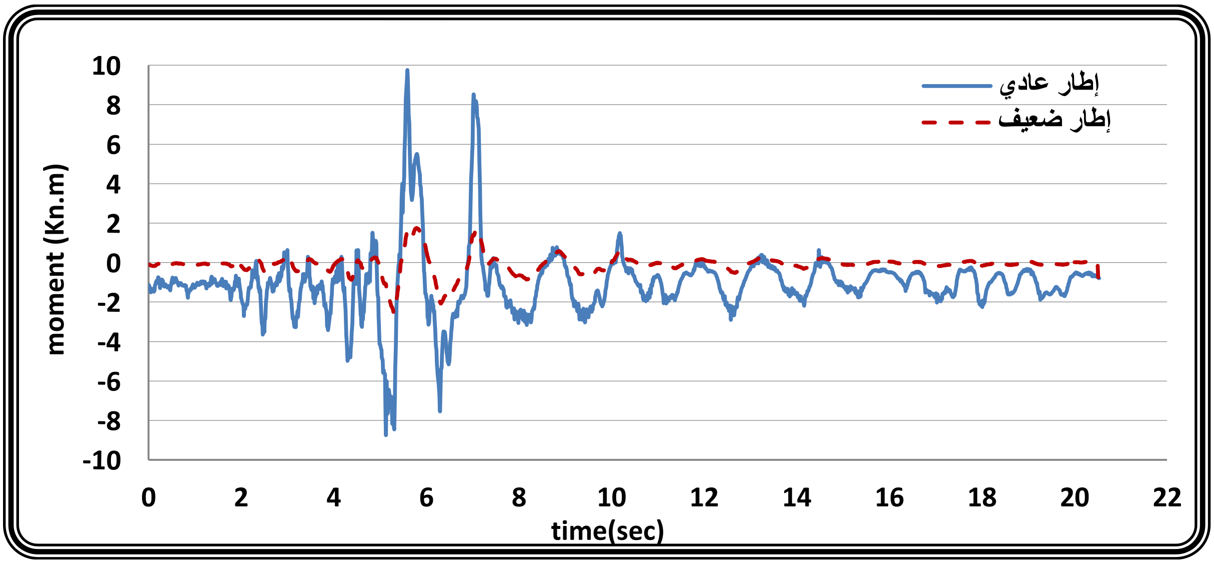
5-7-2-2 القوى الداخلية :

سنقوم بمقارنة القوى الداخلية (العزم والقوة المحورية و قوة القص) للعقد(n112 و n 212 nbb212) الموضحة بالشكل (5-27).

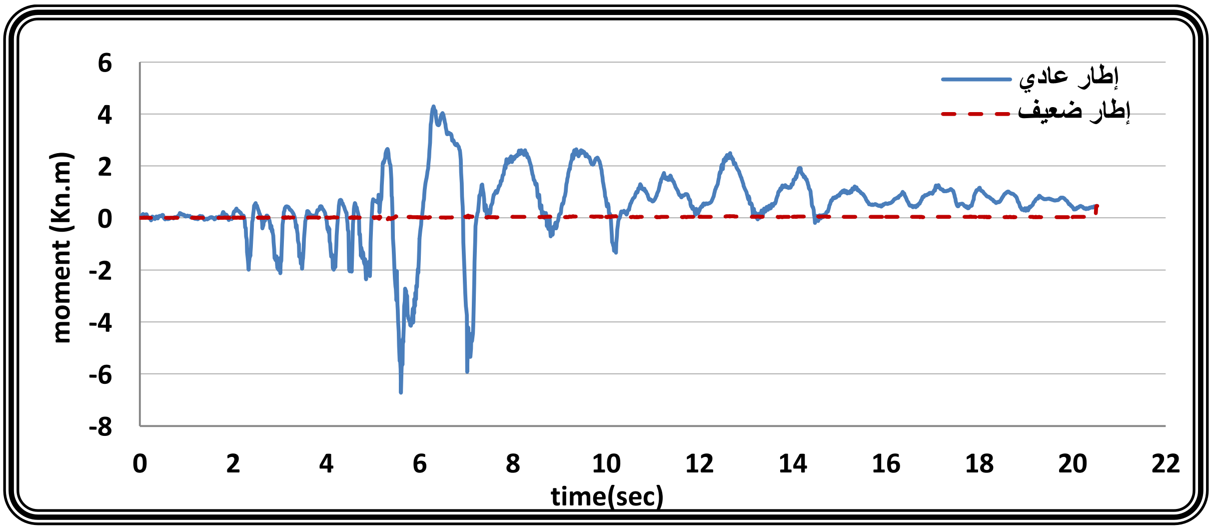
<u>أ- العزم:</u>



الشكل (5-99): مقارنة العزم للعقدة n112 للإطار بوجود جدران عادي مع ضعيف.

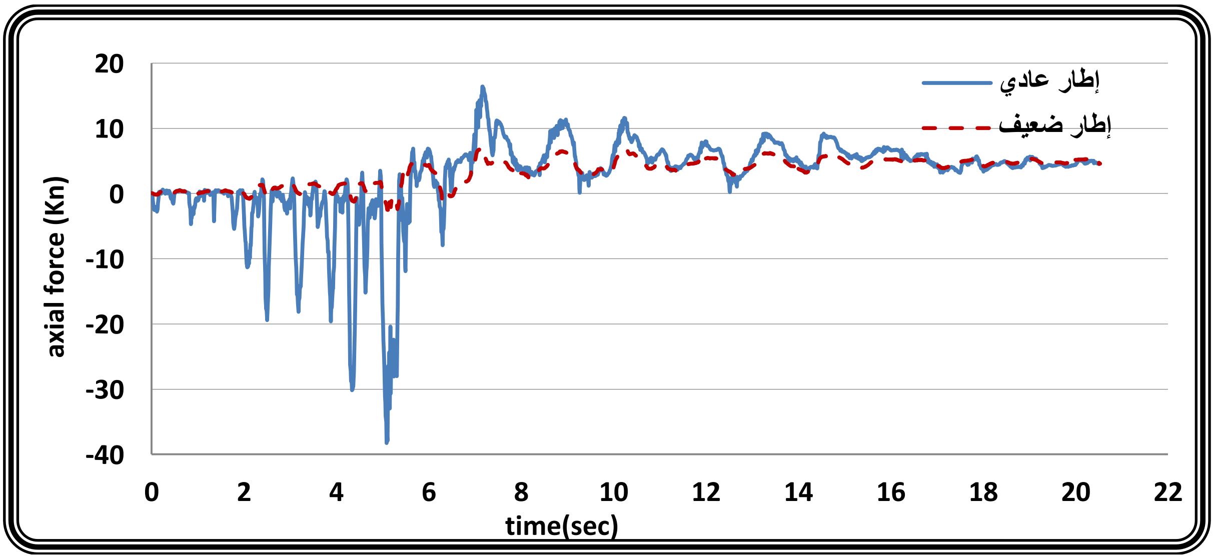


الشكل (5-100): مقارنة العزم للعقدة n212 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

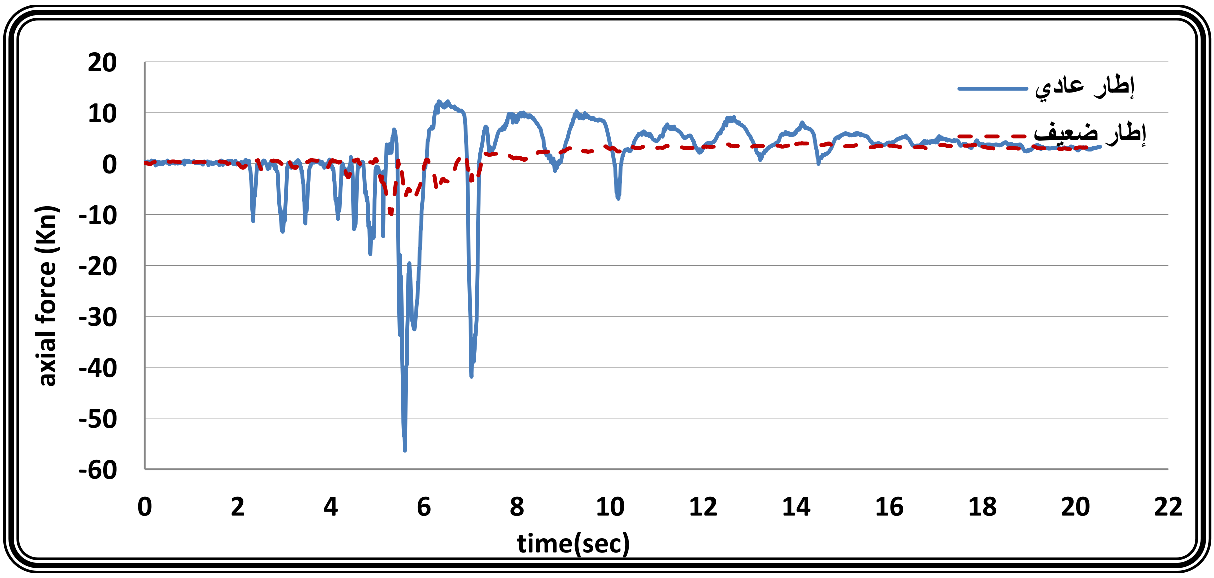


الشكل (5-101): مقارنة العزم للعقدة nbb212 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

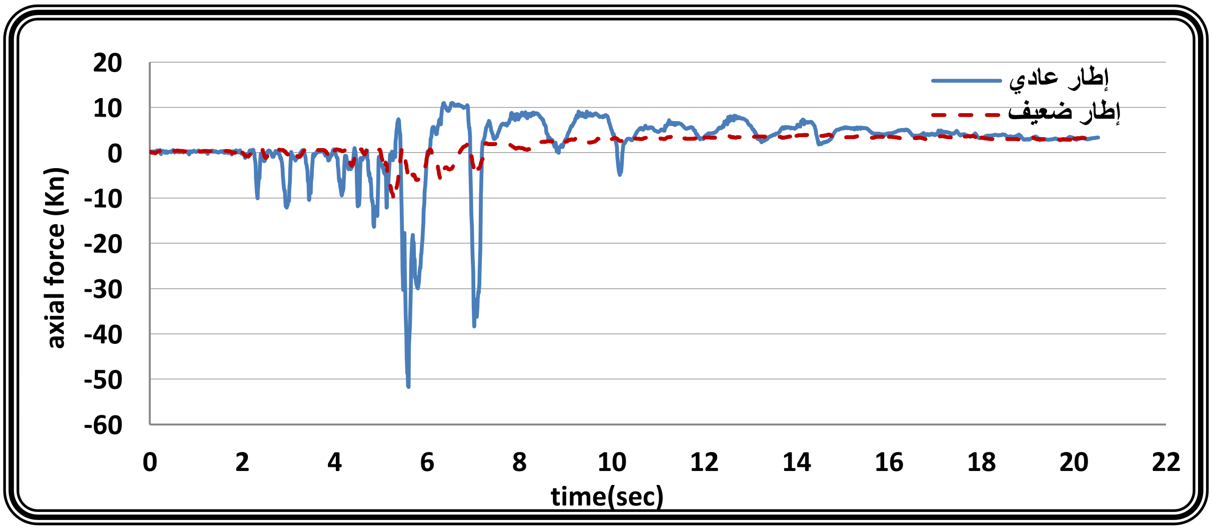
ب- القوة المحورية:



الشكل (5-102): مقارنة القوة المحورية للعقدة n112 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

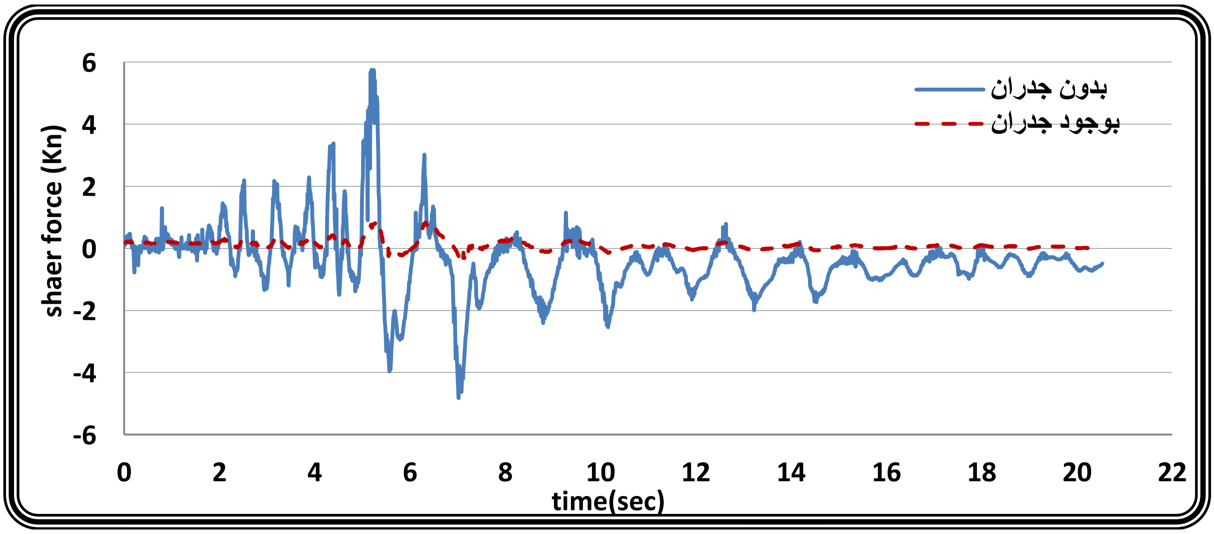


الشكل (5-103): مقارنة القوة المحورية للعقدة n212 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

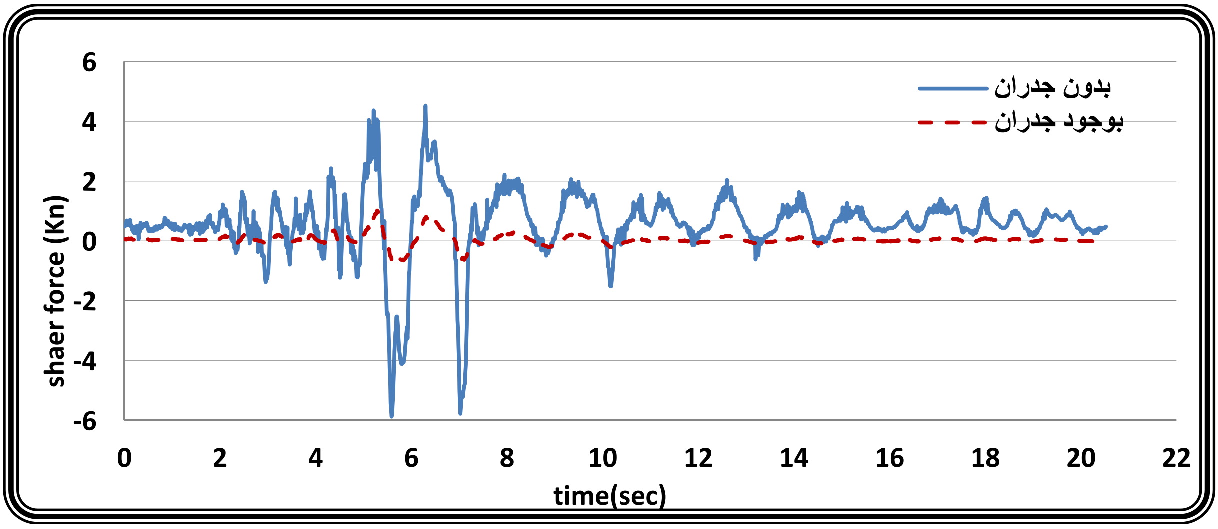


الشكل (5-104):مقارنة القوة المحورية للعقدة nbb212 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

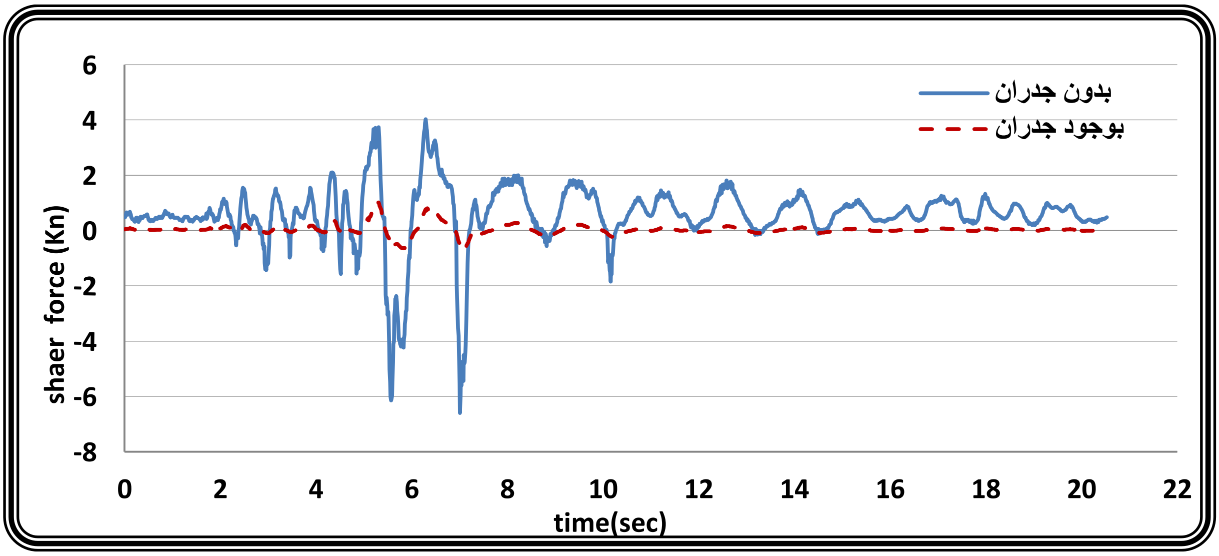
ج- قوة القص:



الشكل (5-105):مقارنة قوة القص للعقدة n112 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.



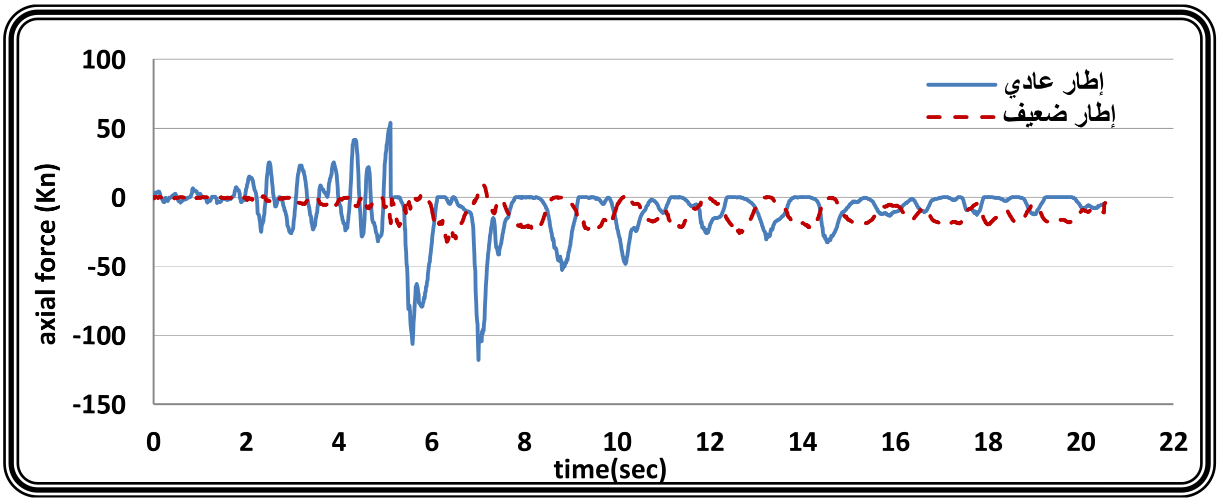
الشكل (5-106):مقارنة قوة القص للعقدة n212 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.



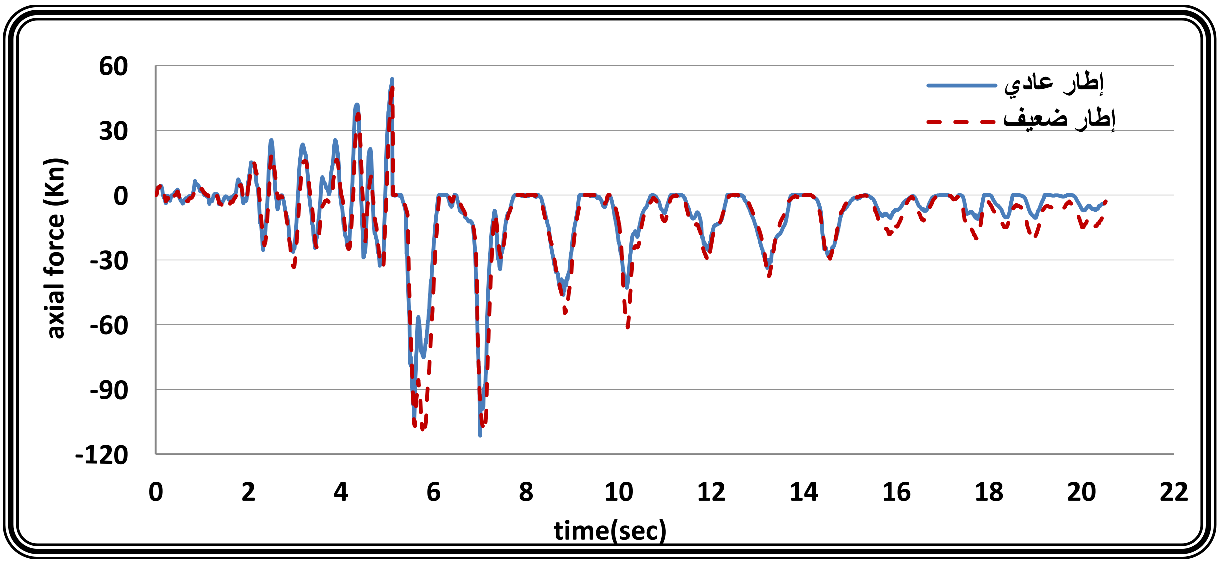
الشكل (5-107):مقارنة القوة المحورية للعقدة nbb212 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

5-7-2-3 القوى المتولدة بدعامات الجدار:

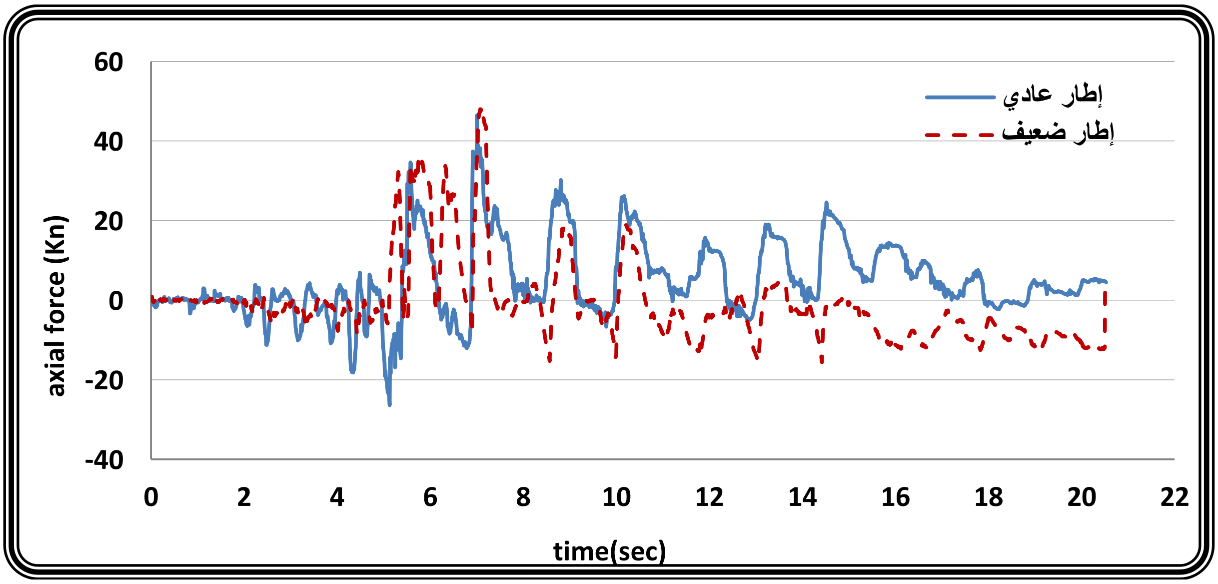
أ- القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار:



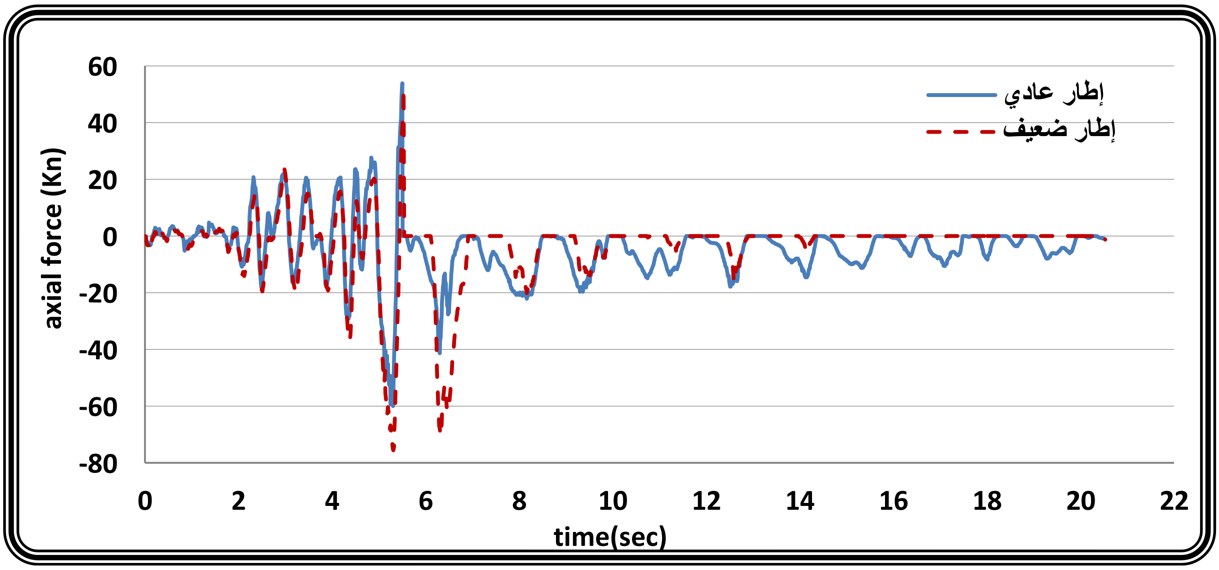
الشكل (5-108):مقارنة القوى المحورية للدعامة Strut1 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.



الشكل (5-109):مقارنة القوى المحورية للدعامة Strut2 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

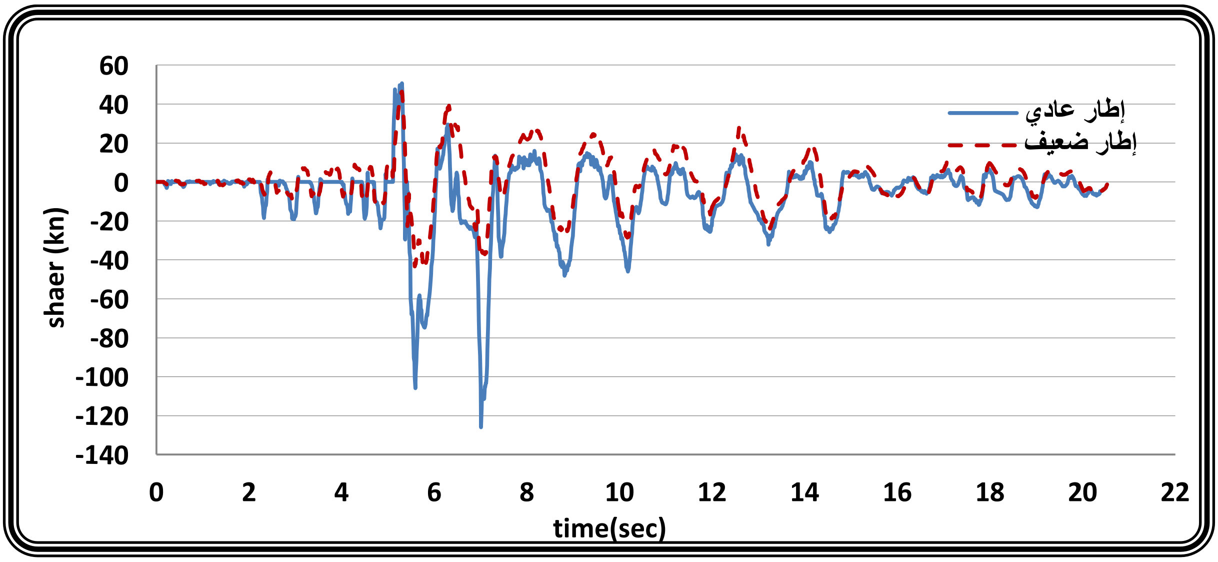


الشكل (5-110):مقارنة القوى المحورية للدعامة Strut3 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

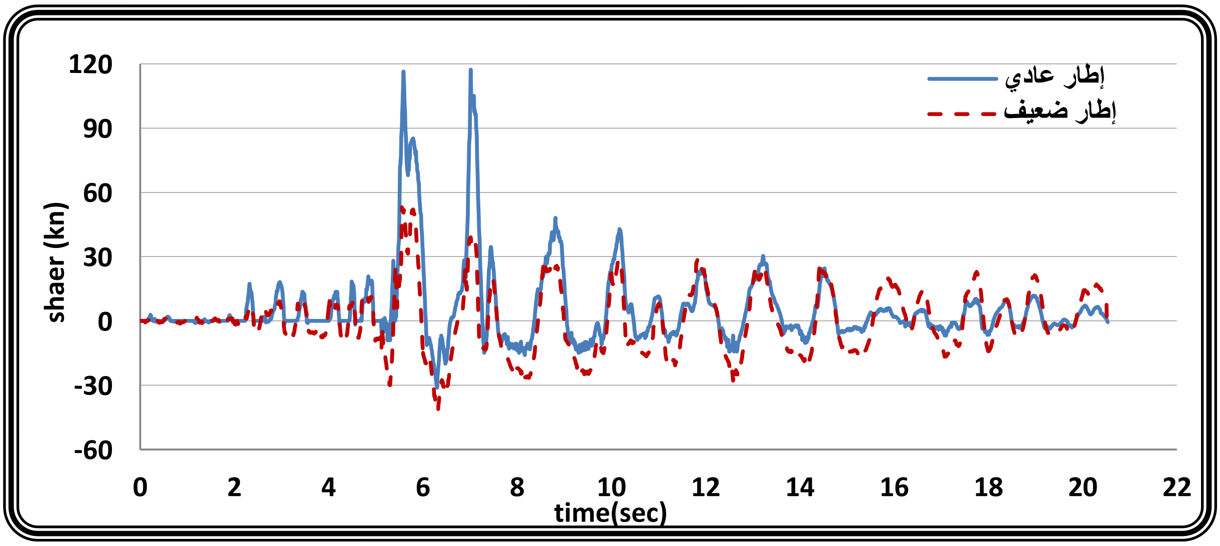


الشكل (5–111):مقارنة القوى المحورية للدعامة Strut4 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

ب- قوى القص المتولدة بنابض القص الممثل للجدار:



الشكل (5-112):مقارنة قوى القص للنابضShaer1 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.



الشكل (5-113):مقارنة قوى القص للنابضShaer2 للإطار عادي مع إطار ضعيف بوجود جدران.

5-7-2-4- جداول النتائج :

الجدول (5-36): قيم الدور.

الدور	إطار عادي	إطار ضعيف	نسبة زيادة الدور
	0.095	0.18	47.2%

الجدول (5-37): القيم الأعظمية للقص القاعدي.

قوة القص القاعدي(kn)	إطار عادي	إطار ضعيف	نسبة انخفاض القوة
	952.15	477.80	50.2%

الجدول (5-38): القيم الأعظمية للقوى الداخلية بالعقد.

القوة الأعظمية	العقدة	إطار عادي	إطار ضعيف	نسبة انخفاض القوة
العزم (kn.m)	n112	16.35	0.62	96.2%
	n212	9.75	1.75	82.1%
	nbb212	4.29	0.096	97.8%
القوة المحورية (kn)	n112	16.43	6.95	57.7%
	n212	12.24	4.03	67.1%
	nbb212	11.03	4.03	63.5%
قوة القص (kn)	n112	5.75	0.92	84.0%
	n212	5.88	1.02	82.7%
	nbb212	4.02	1.02	74.6%

الجدول (5-39): القيم الأعظمية للقوى المتولدة بدعامات الجدار 1.

القوة الأعظمية	الدعامة	إطار عادي	إطار ضعيف	نسبة انخفاض القوة
القوة المحورية (kn)	Strut1	117.95	32.18	72.7%
	Strut2	111.41	110.62	0.7%
	Strut3	46.43	48.62	-4.7%
	Strut4	59.94	75.52	-26.0%
قوة القص (kn)	Shear1	125.89	43.43	65.5%
	Shear2	117.27	53.12	54.7%

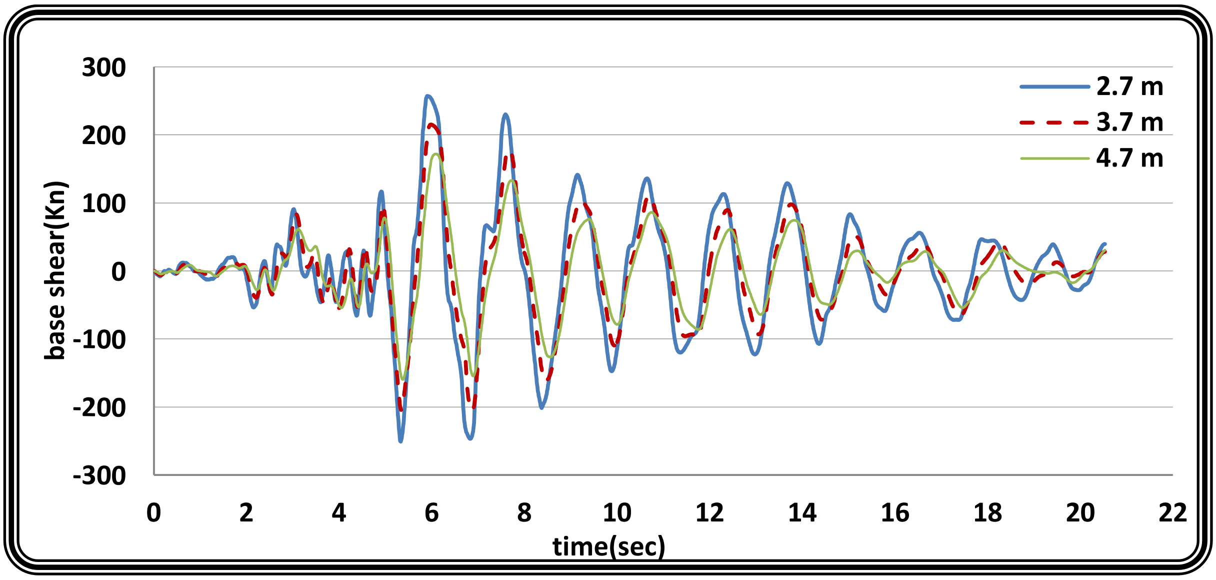
5-7-2-5- الخلاصة :

نلاحظ أن الدور في حالة الإطار الضعيف زاد نظراً لانخفاض صلابة العناصر ونقصت قوة القص وكذلك القوى الداخلية المتولدة بالعقد إلا أن الجدران لم تنهار وبقيت القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار في حالة الإطار الضعيف تقريباً نفس في حالة الإطار العادي ما عدا الدعامة الأولى لكن القوى المتولدة بنابض القص انخفضت للنصف تقريباً.

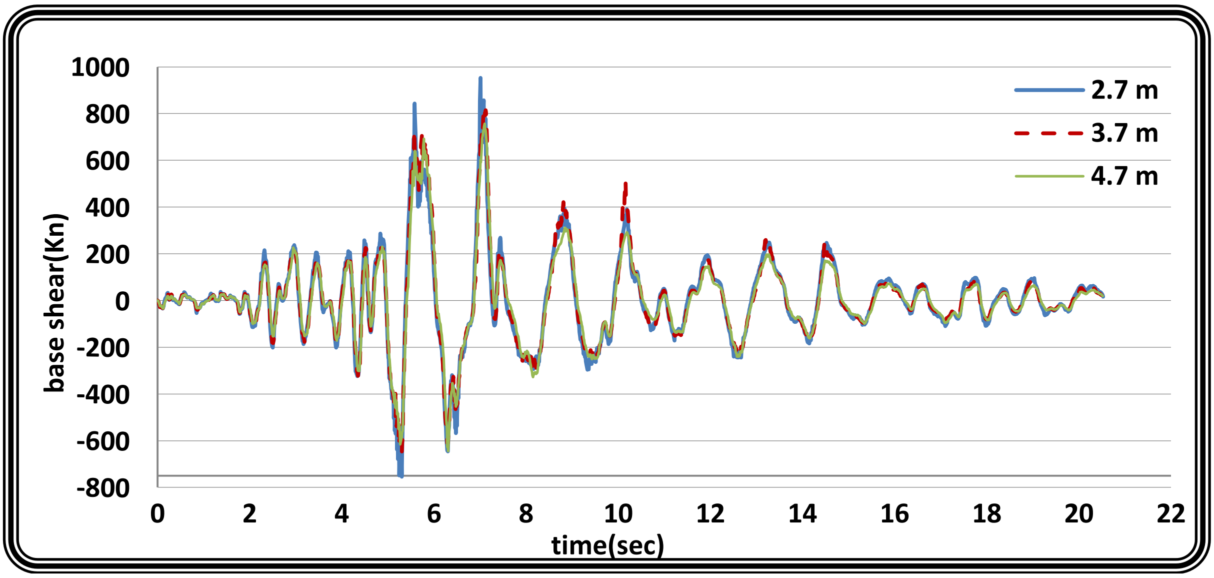
5-7-3 مقارنة النموذج الرابع:

سنجري مقارنة ما بين الإطارات في النموذج الرابع لحالتين حالات الإطارات بدون جدران ملء وحالة الإطارات مملوءة بجدران لارتفاعات الثلاثة (2.7 m , 3.7 m , 4.7 m) .

5-7-3-1 قوة القص القاعدي :



الشكل (5-114): مقارنة القص القاعدي للإطارات الثالثة بدون جدران.



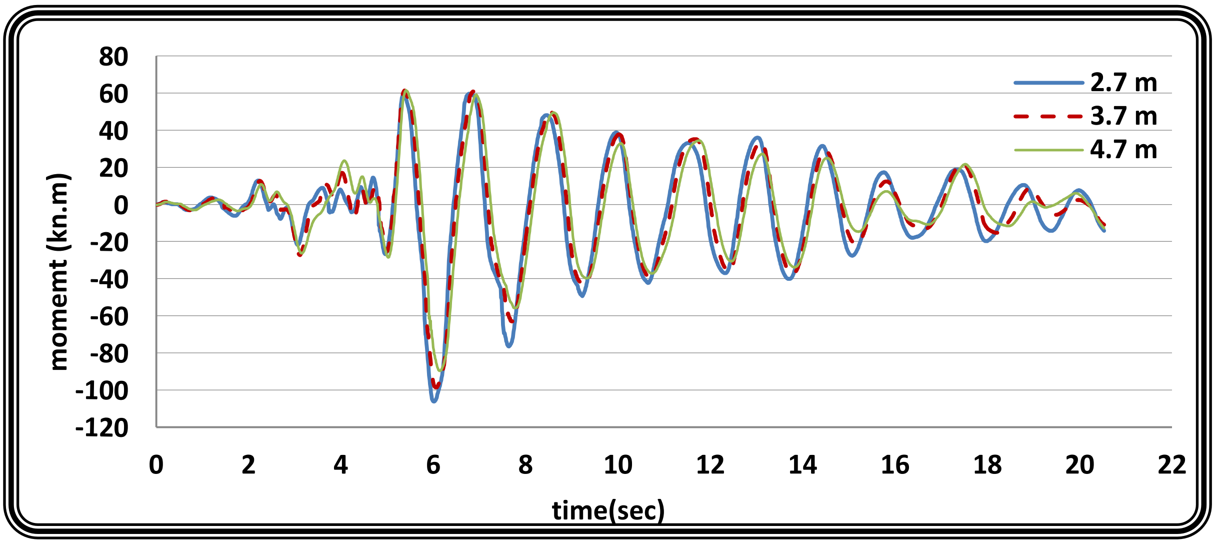
الشكل (5-115): مقارنة القص القاعدي للإطارات الثالثة بوجود جدران.

5-8-3-2 القوى الداخلية :

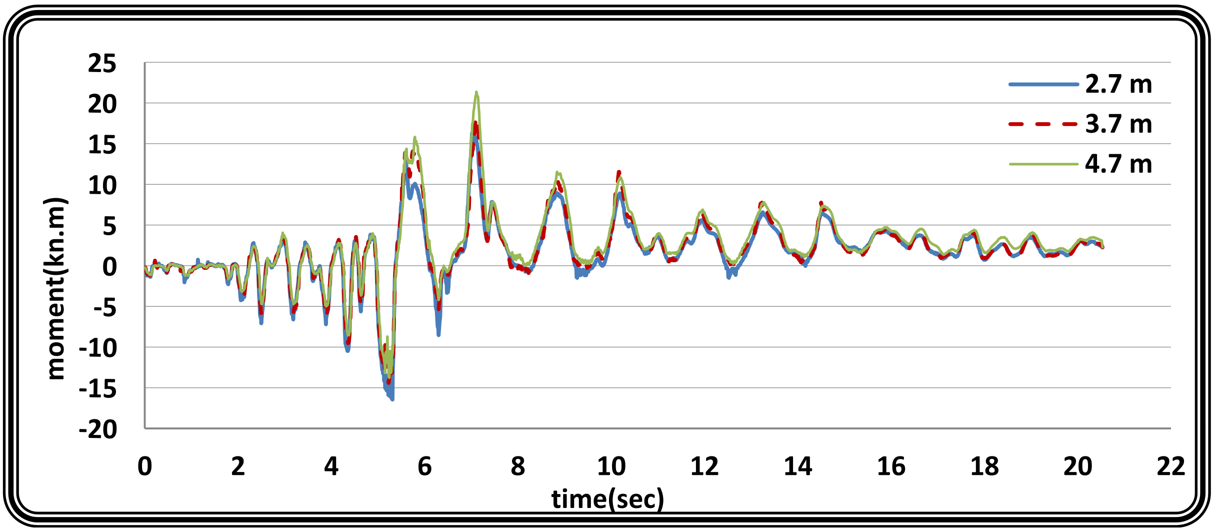
سنقوم بمقارنة القوى الداخلية (العزم والقوة المحورية و قوة القص) للعقد(n112 و212 n nbb212) الموضحة بالشكل (5-27).

<u>أ- العزم:</u>

<u>العقدة n112</u>

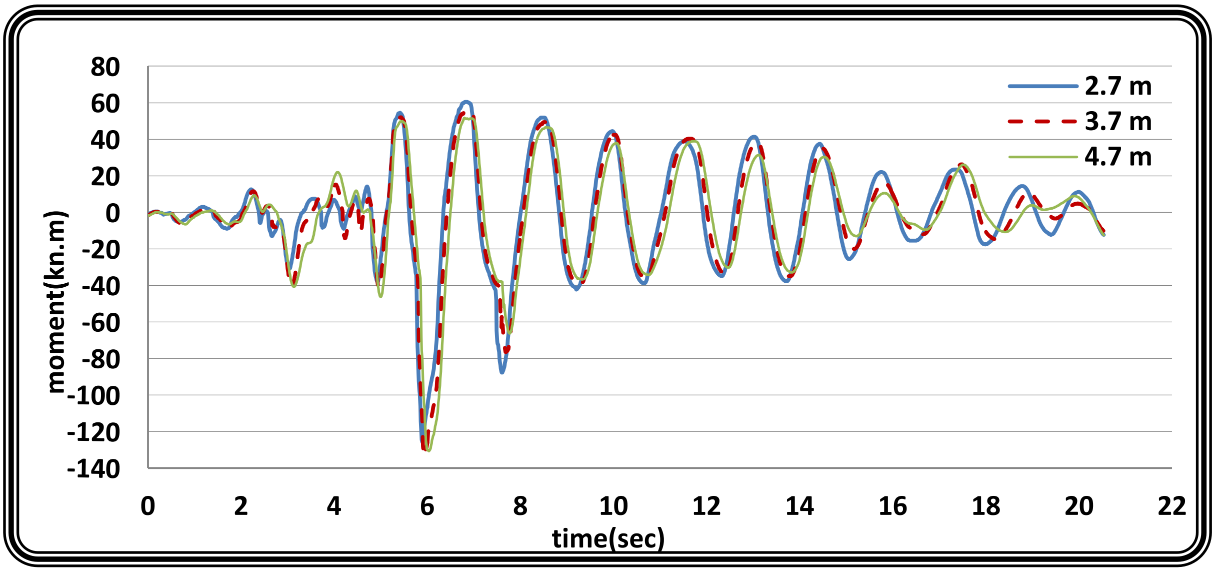


الشكل (5-116): مقارنة العزم للعقدة **n112** للإطارات الثالثة بدون جدران.



الشكل (5-117): مقارنة العزم للعقدة **n112** للإطارات الثالثة بوجود جدران.

<u>العقدة n212</u>



الشكل(5-118): مقارنة العزم للعقدة **n212** للإطارات الثالثة بدون جدران.

الفصل السادس

النتائج والتوصيات

وجدنا من خلال الدراسة النظرية لأبحاث تمت على نماذج لمنشآت إطارية مملوء بجدران حاملة ، ومن الدراسة التحليلية التي قمنا بها أن لجدران الملء أثر هام على السلوك العام للمنشآت الإطارية. ولا بد من فهم آلية تصرف جدران الملء عند التعرض لقوى أفقية كخطوة أولى دوماً لأُخذ هذه الجدران بعين الاعتبار في التحليل الإنشائي للمنشآت. استناداً إلى ما سبق فقد وصلنا إلى مجموعة من النتائج الهامة، واقترحنا عدد من التوصيات العامة يمكن تحديدها فيما يلي :

6-1- النتائج

- قدمنا في هذا البحث مراجعة بحثية لعدد واسع من الأبحاث التي أجريت لدراسة سلوك جدران الملء ضمن الإطارات. ونتيجة لهذه الدراسات تم توضيح أنه يمكن تمثيل الجدران بنماذج مختلفة مكافئة ، واقترحت بها عدة نماذج لتمثيل الجدران. لكن النتيجة الأكثر أهمية هي أن جميع الدراسات تفيد بأن عمل جدران الملء ذو تأثير مفيد على الأداءِ الزلزالي العامّ للمنشأ إذا ما ربط بشكل صحيح إلى بقيّة الهيكل.
- قدمنا في هذا البحث مراجعة لطرق تحليل الإطارات المليئة حيث يمكن أن تستخدم نماذج تحليلية مختلفة لتصف سلوك الإطارات المليئة. وتقسم هذه النماذج إلى مجموعتين: نماذج جزئية صغيرة " " ونماذج كلية مكافئة " ".
- تقدم النماذج الكلية المكافئة " " ميزات واضحة من ناحية التمثيل على الحاسب ببساطة و كفاءة . وتعتمد صياغتها على التمثيل الفيزيائي المعقول لسلوك للإطارات المليئة . بينما تستطيع النماذج الجزئية الصغيرة " " أن تحاكي سلوك المنشأ وبتفاصيل دقيقة ، شريطية أن تستعمل نماذج كافية . لكن هذه النماذج كثيفة التمثيل على الحاسب وصعبة التطبيق لتحليل المنشات الكبيرة.
- يتطلب تحليل الإطارات المليئة بنماذج العناصر المحدودة على الأقل ثلاثة أنواع من العناصر وذلك لتمثيل الإطارات المحيطية وجدران الملء والسطح الفاصل مابين الإطار والجدار . ومن أجل تحليل أكثر دقة، يتم نمذجة كل من الوحدات الحجرية و وصلات المونة بشكل منفصل بالجدران.
- عادة ما تحسب مقاومة القص للإطارات المليئة بعدة علاقات تنتج من اعتبارات تجريبية ومنطقية. وفي بعض الحالات لا تمثل الظاهرة الفيزيائية بوضوح في معادلات التصميم. ويجب أن تجرى بحوث أكثر للحصول على توافق أكبر وطريقة تحليلية معقولة .
- اقترح الباحث Crisafulli [24] نموذجا تحليليا جديدا لتمثيل السلوك المحوري التراجعي للجدران الحمالة. و يعرف المنحني المغلف في الضغط بعلاقة Sargin [100]، بينما يفترض السلوك في الشد كسلوك خطي

مرن. مثلت منحنيات التفريغ وإعادة التحميل بعلاقات عامة بحيث تمر من نقطتين معروفتين سابقا وحيث ميل المنحني أيضاً مفروض. كما يمكن أن نعتبر تأثيرات الاتصال في المواد المتشققة .وقد أظهرت المقارنة مابين النتائج التجريبية المختلفة والنتائج التحليلية التي تم الحصول عليها باستخدام النموذج المقترح [24] ، [66]، [68] توافقا جيد جداً.

- ان السلوك الدوري لجدران الملء الخاضعة لقوى محورية معقد جداً ، ولا يوجد معلومات تجريبية كافية تتعلق بهذه الناحية . لذلك استخدمت البيانات التجريبية التي تم الحصول عليها من النماذج البيتونية للاستفادة منها في النموذج المقترح . وتشير نتائج التجارب أن المواد الهشة ، (كالجدران الحاملة) و تبدي سلوكا مشابها للبيتون.
- من الممكن تكييف الخوارزمية المقترحة لتمثيل السلوك الدوري للجدار بسهولة لوصف السلوك للمواد الهشة المختلفة.
- يخضع السلوك الدوري للجدار الحاملة إلى قوى قص يحكم بشكل رئيسي بسلوك سوقات المونة . ويمكن أن يمثل هذا السلوك وفقاً لآلية رابط – احتكاك عندما تكون الاستجابة مرنة. وعندما ينهار الرابط بين المونة و البلوك ينزلق جزء من الجدار الحامل فيمثل السلوك وفقاً لآلية الاحتكاك فقط .
- أجريت دراسة مقارنة من قبل الباحث Crisafulli [24] لتقدير قيود نموذج الدعامة الأحادية. وتشير نتائج هذه الدراسة إلى أن نموذج الدعامة الأحادية (بالرغم من بساطته) يعطي تقديرا كافيا لصلابة الإطار المليء و للقوى المحورية المتضمنة في عناصر الإطار من القوى الجانبية ، وتمثل إجراء كافيا للتحاليل البسيطة التي تركز على الاستجابة العامة للمنشأ. ونحتاج لنموذج أكثر دقة للحصول على قيم واقعية لعزوم الانعطاف وقوى القص في الإطار.
- حيث أن انهيار الرابط في سوقات المونة هو النوع الأكثر شيوعاً للانهيار الملاحظ في جدار الملء الحجري ، فقد قدمنا في هذا البحث شرحاً لنموذج مقترح من قبل الباحث Crisafulli [24] متعدد الدعامات لتمثيل هذه الحالة بشكل خاص. وهو يأخذ بعين الاعتبار سلوك الضغط والشد في الجدار بشكل منفصل وباستخدام الآلية الشبكية المضاعفة ونابض القص في كل اتجاه . وطبق هذا النموذج كعنصر جداري بأربعة نقاط ضمن برنامج SeismoStruct وبرنامج RUAUMOKO.
- تبين من خلال الدراسة التحليلية أن وجود الجدران المالئة يغير من مواصفات الإطار وآلية توزع القوى عند تعرض الإطار لحمولة زلزالية، حيث استخلصت من خلالها النتائج التالية:

1- إن وجود الجدران المالئة في الأبنية الإطارية يؤثر على سلوك العام المنشأ وتغير آلية نقل الحمولة الجانبية لذلك يجب لحظ وجودها في الدراسة التصميمية واعتماد أنظمة محددة تأخذها بالاعتبار.

2- ان وجود الجدران يخفض من القوى الداخلية في عناصر الإطار بالرغم من زيادة قوة القص القاعدي حيث تمتص الجدران جزءا كبيرا من قوى الزلازل. و تتغيّرُ آليةَ نقل الحمولة الجانبية للمنشأ من التصرف الإطاري المسيطر إلى التصرف الشبكي المسيطروالذي يكون مسئولا عن تخفيض عزوم الانعطاف في عناصر الإطار.

3- تؤثر الخصائص الميكانيكية لجدران الملء وأهمها مقاومة الجدران على الضغط في تحديد نمط انهيار الجدران. كما أن مقاومة الجدار على الضغط تتناسب طرداً مع معامل المرونة ، فكلما كانت مقاومة الضغط للجدار أكبر كلما كان معامل المرونة أكبر، والذي يؤثر بدوره بشكل واضح على حساب خصائص الدعامات المكافئة للجدار.

4- تُؤثر أبعاد جدران الملء الموجودة ضمن الإطارات في تحديد سلوك الجملة الإنشائية عند التعرض لقوى أفقية أو أحمال دورية. حيث أن تغيُّر طول وارتفاع الجدار يؤدي إلى تغيُّر زاوية ميل قطر الجدار عن الأفق، وبالتالي تتغير مقاومة الضغط للجدار .

5- تتأثر مقاومة جدار الملء بأبعاد الأعمدة المحيطة. فعندما يتغير عزم عطالة الأعمدة في اتجاه الجدار يتغير العرض الفعال المكافئ للدعامة. وإذا كانت أبعاد الأعمدة كبيرة فإن أثر جدران الملء يصبح أقل مما لو كانت أبعاد الأعمدة صغيرة، و العكس بالعكس.

6- تنخفض صلابة جدار الملء ومقاومته بوجود الفتحات فيه، ويتعلق مقدار هذا الانخفاض بأبعاد الفتحات وأماكن تواجدها ويمكن اخذ تأثيرها بتخفيض مساحة الدعامة بنسب مئوية معينة.

7- إن وجود الجدران يزيد صلابة المنشأ و يخفض دور الاهتزاز. وبالتالي يزيد من قوة القص القاعدي. و يتعلق مقدار هذا الانخفاض بعدد جدران البلوك الموجودة ضمن الإطارات في المبنى، و بمقاومة هذه الجدران.

8- عند مقارنة نتائج التحليل التي أجريناها على برنامج SeismoStruct مع النتائج التجريبية لدى الباحث Pinto [118] والنتائج التحليلية لدى الباحث Smyrou [66] لاحظنا تقاربا كبيرا ومرضيا بين النتائج مما يزيد موثقية النموذج المكافئ المقترح لتمثيل الجدران المالئة في الإطارات المملوءة.

9- بالنسبة للمتغيرات التجريبية للنموذج المكافئ المقترح تم تطبيق القيم المطبقة من قبل الباحث Smyrou [66] نفسها وكانت النتائج مرضية وقريبة من النتائج التجريبية لذلك يمكن الاعتماد عليها في النماذج الأخرى.

10-عند مقارنة الإطار المملوء العادي مع الإطار المملوء الضعيف لدراسة تأثير صلابات العناصر البيتونية على جدران الملء. وجدنا أن الدور في حالة الإطار الضعيف زاد نظراً لانخفاض صلابة العناصر ونقصت قوة القص وكذلك القوى الداخلية المتولدة بالعقد إلا أن الجدران لم تنهار وبقيت القوى المحورية المتولدة بالدعامات الممثلة للجدار في حالة الإطار الضعيف تقريباً نفس في حالة الإطار العادي ما عدا الدعامة الأولى لكن القوى المتولدة بنابض القص انخفضت للنصف تقريباً.

11-عند مقارنة الإطارات لحالات الإطارات بدون جدران ملء وحالة الإطارات المملوءة بجدران لارتفاعات مختلفة للطابق الأرضي ، وجدنا أن قوة القص القاعدي تنقص بزيادة ارتفاع الطابق الأرضي وإن وجود الجدران يقلل من الفروق بين قوى القص القاعدي للارتفاعات المختلفة .

12-في النموذج الفراغي وجدنا أن بعض الجدران في هذا المبنى لم تتحمل قوى الهزة حيت انهارت في ولم تعد دعامات الجدران تمتص أي قوة وبالتالي انعدمت القوى في دعامات الجدران وقام الهيكل الإنشائي بتحمل كامل القوى.

لمعرفة مدى تحمل الجدران لقوى الهزة قبل انهيارها قمنا بتحليل المبنى عدة مرات وبتخفيض متتال لقوى الهزة وحتى الوصول إلى الهزة التي يمكن للجدران تحملها .

13-إن الطريقة المعتمدة والمقترحة لأخذ تأثير الجدران بعين الاعتبار سهلة التطبيق وتعتمد التحليل اللاخطي وتعطي نتائج موثوق بها ومقبولة.

6-2- التوصيات والمقترحات:

1- من الممكن دراسة إعادة تأهيل الأبنية الحجرية القائمة زلزاليا بالاعتماد هذه الطريقة ومعرفة إذا كانت الجدران ستنهار عند تعرضها لهزة وتحديد لحظة الانهيار و مقدار ما تتحمل من هذه الهزة .

2- يمكن الاستفادة من وجود الجدران الحاملة في الأبنية الصغيرة والاعتماد عليها في مقاومة قوى الهزات الارضية .

3- يجب التأكد من قوة وسلامة الجدران المالئة لأخذ تأثيرها بالدراسة، ذلك لأن قوة القص تزداد بوجودها وتشكل خطرا على عناصر الإطار في حال عدم التأكد من سلامتها.

4- في حال عدم إمكانية أخذ تأثير الجدران المالئة في المنشآت المليئة في الدراسة التصميمية فننصح بعزل الجدران عزلا تاما عن الهيكل الإنشائي وترك بينهما فراغ أو ملئه بمادة قابلة للحركة.

5- في حالة الجدران المليئة بارتفاعات جزئيةِ والتي تنتج أعمدةً قصيرةِ تنهار بقوى القصِّ غيرِ المرنة، نوصي بترك فراغ كافي بين جدار الملء ووجهِ العمودَ لمَنْع التفاعلِ .

6- الأعمدة البيتونية المسلحة في الإطارات المليئة عرضة لأن تبدي انهيارا للقص بالانزلاق . و من الصعب تمثيل هذه الظاهرة في النموذج التحليلي بسبب أن مقاومة القص تعتمد على آليات مقاومة مختلفة ويمكن أن تتأثر بالقوى المحورية المؤثرة على عناصر الإطار . حيث يمكن أن يؤثر انهيار الانزلاق بشكل ملحوظ على استجابة الإطارات المليئة ونوصي بأجراء ابحاث إضافية بخصوص هذا الموضوع .

7- نقترح إجراء دراسة مستقبلية لتقديم طريقة حسابية تأخذ بعين الاعتبار مقاومة الجدران الحاملة بأنواع المختلفة عند تعرض المنشآت لهزة أرضية.

8- نقترح إجراء دراسة معقمة بشكل أكبر للمنشأت الفراغية الإطارية الكبيرة ذات الجدران الحاملة لأن أسلوب مقاومتها وشكل الانهيار يختلف بشكل كبير عن الإطارات الفراغية غير المملوءة.

9- نحتاج لإجراء الاختبارات الديناميكية للمنشآت الحاوية على جدران ملء . لذلك لابد من تأمين المعدات اللازمة في المختبرات وأهمها الطاولة المهتزة.

المراجع المستخدمة في البحث

[1] Mistler,M. Butenweg, C. and Anthoine ,A. ." **Evaluation of the Failure Criterion for Masonry by Homogenisation"** Proceedings of the Seventh International Conference on Computational Structures Technology, B.H.V. Topping and C.A. Mota Soares (Editors),Civil-Comp Press, Stirling, Scotland. Paper 201.

[2] Mallick, D.V. and Severn, R.T. [1967] "**The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading**," Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Vol. 39, pp. 639-656.

[3] Holmes, M. [1961] "**Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling,**" Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 19, pp. 473-478.

[4] Stafford Smith, B. (1962). "**Lateral Stiffness of Infilled Frames**", Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division, Vol. **88**, No.
ST6, pp. 183-19

[5] Crisafulli, F. J., Carr, A. J. and Park, R. (2000). "**Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - A General Review**". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. **33**, No. 1, pp 30-47.

[6] Mallick, D.V. and Garg, R.P. [1971] "**Effect of Openings on the Lateral Stiffness of Infilled Frames**,"Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Vol. 49, pp. 193-209.

[7] Kost, E.G. et al. [1974] "**Non-linear Dynamic Analysis of Frames with Filler Panels,**" ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 100, pp. 743-757.

[8] Riddington, J. and Stafford Smith, B. [1977] "**Analysis of Infilled Frames subject to Racking with Design Recommendations,**" ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 52, No. 6, pp. 263-268.

[9] King, G.J.W. and Pandey, P.C. [1978] "**The Analysis of Infilled Frames using Finite Elements**" Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 65, pp. 749-760.

[10] Liauw, T.C. and Kwan, K.H. [1984] "**Nonlinear Behaviour of Non-Integral Infilled Frames,**"Computer and Structures, Vol. 18, No. 3, pp. 551-560.

[11] Rivero, C.E. and Walker, W.H. [1984] "**An Analytical Study of the Interaction of Frames and Infill Masonry Walls**," Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, United States.

[12] Dhanasekar, M. et al. [1985] "**Behaviour of Brick Masonry under Biaxial Stress with Particular Reference to Infilled Frames**," Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, Melbourne, Australia.
[13] Shing, P.B. et al. [1992] "**Finite Elements Analysis of Shear Resistance of Masonry Wall Panels with and without Confining Frames**," Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain.

[14] Chrysostomou, C.Z. [1991] "**Effects of Degrading Infill Walls on the Non-linear Seismic Response of Two-dimensional Steel Frames**," PhD Thesis, Cornell, United States.

[15] Syrmakezis, C.A. and Asteris, P.G. [2001] "**Masonry Failure Criterion under Biaxial Stress State**,"ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 13, No. 1, pp. 58-64.

[16] Polyakov, S.V. [1956] "**Masonry in Framed Buildings**," Gosudarstvennoe Izdatel Stvo Literatury Po Stroitel Stvui Arkitektuze, Moscow (translated by Cairns G.L.).

[17] Klingner, R.E. and Bertero, V.V. [1976] "**Infilled Frames in Earthquake Resistant Construction"**Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EERC 76-32.

[18] Liauw, T.C. and Lee, S.W. [1977] "**On the Behaviour and the Analysis of Multi-storey Infilled Frames Subjected to Lateral Loading,"** Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 63, pp.641-656.

[19] Thiruvengadam, H [1980] "**On the Natural Frequencies of Infilled Frames**," Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, pp. 507-526.

[20] Doudoumis, I.N. and Mitsopoulou, E.N. [1986] "**Non-linear Analysis of Multistorey Infilled Frames for Unilateral Contact Conditions,**" Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.

[21] Syrmakezis, C.A. and Vratsanou, V.Y. [1986] "**Influence of Infill Walls to RC Frames Response,**"Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.

[22] D'Asdia, P. et al. [1990] "**On the Seismic Behaviour of Infilled Frames**," Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, Russia.

[23] Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N. [1994] "**Proposed Nonlinear Strut Models for Infill Panels**," 1st Year Progress Report of HCM-PREC8 Project, University of Patras.

[24] Crisafulli, F.J. [1997] "**Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills**," PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.

[25] Murty, C. V. R., and Jain, S. K., 2000. "**Beneficial influence of masonry infills on seismic per formance of RC frame buildings"**, Proceedings, 12th World Conference on
Earthquake Engi neering, New Zealand, Paper No. 1790.

[26] Kaushik, H., Rai, D, Jain, S. (2006). "**Code approaches to seismic design of masonry infilled reinforced concrete frames: A state of the art review**", Earthquake Spectra, 22, No. 4, 961–983.

[27] El-Dakhakhni WW, Elgaaly M, Hamid AA (2003). "**Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames**". J. Struct. Eng., pp. 177-185 February.

[28] Fardis,M.N.(2000)."**Eutocode 8 – Present State,Pre-normative and Co-normative Research Needs(including Design Seismic Risk Support to Recently Affected European Countries"**, European Commission-JRC, Belgirate (VB) ,Italy.

[29] Polyakov, S. V., 1960, "**On Interaction between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame when Loaded in-plane of Wall**." Earthquake Engineering Research Institute- Translations in Earthquake Engineering: 36-42.

[30] Holmes, I. L. 1965, "**Concrete Masonry Buildings in New Zealand**." Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering.

[31] Stafford-Smith, B. 1966. "**Behaviour of square infilled frames**" ASCE Journal of the Structural Division, 92(ST1): 381–403.

[32] Zarnic, R. and Tomazevic, M., 1984. "**The behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to cyclic lateral loading**," Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Prentice-Hall, New Jersey, Vol. 6, pp. 863-870.

[33] Zarnic, R., Tomazevic, M. and Velechovsky, T., 1986(a). "**Experimental study of methods repair and strengthening of masonry infilled reinforced concrete frames**," Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Vol. 5, pp. 11.1/41-48.

[34] Valiasis, T.N. and Stylianidis, K.C., 1989. "**Masonry infilled r/c frames under horizontal loading experimental results,**" European Earthquake Engineering, Vol. 3(3), pp. 10-20.

[35] Carydis, P.G., Mouzakis, H.P., Taflambas, J.M. and Vougioukas, E.A., 1992. "**Response of infilled frames with brickwalls to earthquake motions**," Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol5, pp. 2829-2834.

[36] Pires, F. and Carvalho, E.C., 1992. "**The behaviour of infilled reinforced concrete frames under horizontal cyclic loading,**" Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 6, pp. 3419-3422.

[37] Manos, G.C., Triamataki, M. and Yasin, B., 1995. "**Experimental and numerical simulation of the influence of masonry infills on the seismic response of reinforced concrete framed structures,**" Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, A.A Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp. 1513-1518.

[38] Liauw, T.C. and Kwan, A.K.H., 1992. "**Experimental study of shear wall and infilled frame on shake-table**," Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 5, pp. 2659-2663.

[39] Negro, P. and Verzeletti, G., 1996. "**Effect of infills on the global behaviour of r/c frames:energy considerations from pseudodynamic tests**," Earthquake Engineering and StructuralDynamics, Vol. 25(8), pp. 753-773.

[40] Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P. and Noland, J.L., 1996. "**Experimental evaluation of masonry infilled RC frames,**" ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 122(3), pp. 228-237.

[41] Mosalam, K.M., White, R.N. and Ayala, G., 1998. "**Response of infilled frames using pseudo dynamic experimentation**," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27(6), pp608-589.

[42] Schneider, S.P., Zagers, B.R. and Abrams, D.P., 1998. "**Lateral strength of steel frames with masonry infills having large openings**," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124(8) pp. 896-904.

[43] Govindan, P., Lakshmipath, M. and Santhakumar, A.R., 1986. "**Ductility of infilled frames,**" Journal of the American Concrete Institute, Vol. 83(4), pp. 567-576.

[44] Valiasis, T.N., Stylianidis, K.C. and Penelis, G.G., 1993. "**Hysteresis model for weak brick masonry infills in r/c frames under lateral reversals**," European Earthquake Engineering, Vol. 7(1), pp. 3-9.

[45] Zarnic, R., 1995. "**Modelling of response of masonry infilled frames**," Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp. 1481-1486.

[46] Michailidis, C.N., Stylianidis, K.C. and Kappos, A.J., 1995. “**Analytical modelling of masonry infilled R/C frames subjected to seismic loading,”** Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 3, pp. 1519-1524.

[47] Zarnic, R. and Gostic, S., 1997. “**Masonry infilled frames as an effective structural sub-assemblage,”** Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the next generation of codes, Bled, Slovenia, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 335-346.

[48] Kappos, A.J., Stylianidis, K.C. and Michailidis, C.N., 1998. “**Analytical models for brick masonry infilled r/c frames under lateral loading**,” Journal of Earthquake Engineering, Vol. 2(1) pp. 59-87.

[49] Valiasis, T.N. and Stylianidis, K.C., 1989. “**Masonry infilled r/c frames under horizontal loading –experimental results**,” European Earthquake Engineering, Vol. 3(3), pp. 10-20.

[50] Hashemi A, and Mosalam KM. 2006, “**Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall**.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2006; 35:1827–1852.

[51] Pinto A., and Taucer F., 2006, “**Assessment And Retrofit Of Full-Scale Models Of Existing Reinforced Concrete Frames**” Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction pp 353-367.

[52] Michael C. Griffith Dept. of Civil & Env. Eng., "EARTHQUAKE ENGINEERING IN AUSTRALIA –International Collaborations and Future Directions". The University of Adelaide, Australia, 24 May 2002.

[53] Achyutha, H., Jagadish, R., Rao, P. S. and Shakeebur Rahman, S. 1986. **"Finite Element Simulation of the Elastic Behaviour of Infilled Frames with Openings**", Computers & Structures, 23(5): 685-696.

[54] May, I. M. and Naji, J. H. 1991. "**Nonlinear Analysis of Infilled Frames under Monotonic and Cyclic Loading"**. Computers & Structures, 38(2): 149-160.

[55] Liauw, T. C. and Kwan, K. H. 1982. "**Nonlinear Analysis of Multistorey Infilled Frames" .**Proceedings of the Institution of Civil Engineers 73: 441-454.

[56] May, I. M. and Ma, S. Y. A. 1984. "**Computer Aided Analysis and Design of Shear Wall Panel in Frames using Finite Element Method**". Proc. Int. Conf. on Computer
Aided Analysis and Design of Concrete Structures, Split, Yugoslavia, pp 1033-1047.

[57] Mehrabi, A. B. and Shing, P.B. 1997. **"Finite Element Modeling of Masonry-Infilled RC Frames".** Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(5): 604-613.

[58] Mehrabi, A. B. 1994. "**Behavior of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Lateral Loadings**". Ph.D. Thesis. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado at Colorado.

[59] Ghosh, A. K. and Amde, A. M. 2002. **"Finite Element Analysis of Infilled Frames"** Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(7): 881-889.

[60] Stafford Smith, B. 1967. " **Methods for Predicting the Lateral Stiffness and Strength of Multi-Storey Infilled Frames**". Building Science, 2: 247-257.

[61] Liauw, T. C. 1972. "**An Approximate Method of Analysis for Infilled Frames with or without Opening**". Building Science, 7: 223-238.

[62] Sobaih, M. and Abdin, M. M. 1998. " **Seismic Analysis of Infilled Reinforced Concrete Frames**". Computers & Structures, 30(3): 457-464.

[63] Saneinejad, A. and Hobbs, B. 1995." **Inelastic Design of Infilled Frames. Journal of Structural Engineering"**, ASCE, 121(4): 634-650.

[64] Reinhorn, A. M., Madan, A., Valles, R. E., Reichmann, Y. and Mander, J. B. 1995 "**Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis**". Report No. NCEER -95-0018,National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, New York.

[65] Perera, R. 2005. "**Performance Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames under Cyclic Loading Based on Damage Mechanics**". Engineering Structures, 27: 1278-1288.

[66] Smyroye , E., " **Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Pseudo-Dynamic Analysis of Infilled RC Frames** " MSc Thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (Rose School), Pavia , Italy.

[67] عمر علي قرا ،2008، " **دراسة مساهمة جدران البلوك في مقاومة أبنية ومنشآت الساحل السوري المعرضة للزلزال"**، أطروحة ماجستير ، جامعة تشرين ، سوريا.

[68] Ali, H. 2009.,"**Half Scale Three-Story Infilled RC Frames; A Comparison of Experimental and Numerical Models**" , MSc Thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.

[69] Sortis, A., Pasquale, G. and Nasini, U. [1999] "**Criteri di Calcolo per la Progettazione degli Interventi– Terremoto in Umbria e Marche del 1997**", (in Italian), Servizio Sismico Nazionale, Editrice Sallustiana, Rome, Italy.

[70] Benjamin, S.T. and Williams, H.A. [1958] "**The Behaviour of One-storey Brick Shear Walls**," ASCE Journal of Structural Division, Vol. 84, No.ST4, pp. 30.

[71] Gostič, S. and Žarnič, R. [1985] "**Cyclic Lateral Response of Masonry Infilled R/C Frames and Confined Masonry Walls**," Proceedings of the 8th North American Masonry Conference, Austin, Texas, United States.

[72] Fiorato, A.E., Sozen, M.A. and Gamble, W.L. [1970] "**An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls**," Report UILU-ENG-70-100, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign IL, USA.

[73] Bertoldi S.H., Decanini, L.D., Santini S. and Via G. [1994] "**Analytical models in infilled frames**," Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria.

[74] Utku, B. [1980] "**Stress Magnifications in Walls with Openings**," Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey.

[75] Giannakas, A., Patronis, D. and Fardis, M. [1987] "**The Influence of the Position and the Size of Openings to the Elastic Rigidity of Infill Walls**," (in Greek), Proceedings of 8th Hellenic Concrete Conference, Xanthi-Kavala, Greece.

[76] Asteris, P.G. [2003] "Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 129, No. 8, pp. 1071-1079.

[77] NZNSEE ERB 1996. "**The assessment and improvement of the structural performance of earthquake risk buildings"**. ERB Document, New Zealand National Society for Earthquake Engineering.

[78] Pauley T. & Priestly M.J.N 1992. "**Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**". John Wiley & Sons, Inc.

[79] FEMA-273 1997. NEHRP **"Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings".** Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[80] FEMA-306 1999. "**Evaluation of Earthquake damaged concrete and masonry wall buildings – Basic Procedures manual**". Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[81] DD ENV 1998-1 1996. Eurocode 8: **Design provisions for earthquake resistant structures. British Standards Institution.**

[82] Kappos A.J. & Ellul F. 2000. **" Seismic design and performance assessment of masonry infilled RC frames"**. Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

[83] Combescure D. & Pegon P. 2000. "**Application of the local to global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading"**. Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

[84] Žarnič, R. and Tomaževič, M., "**Study of Behaviour of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Seismic Loading**" Proceeding of the Seventh International Brick Masonry Conference, Melbourne, Australia, Vol. 2, 1985, pp. 1315-1325.

[85] Žarnič, R. and Tomaževič, M., "**An Expreimentally Obtained Method for Evaluation of the Behaviour of Masonry Infilled R/C Frames**" Proceeding of the Ninth World Conference on Earthquak Engineering, Tokyo, Japan, Vol. VI, 1988, pp. 163-168.

[86] Andreaus, U.,Cerone, M., D′Asdia, P.and Iannozzi, F.,"**AFinite Element Model for the Analysis of Masnory Sructures under Cyclic Action**", Proceeding of the Seventh International Brick and Masonry Conference, Melbourne, Australia, February, 1985, Vol. 1,pp. 479-488.

[87] Strafford Smith, B. and Carter, C., "**A Method of Analysis for Infilled Frames**" Proceeding of the Instilution of Civil Engineering, Vol.44, 1969, pp. 31-48.

[88] Mainstone, R. J., "**On the Stiffnesses and Strength of Infilled Frames** ", Proceeding of the of the Instilution of Civil Engineering, 1971, Supplement IV, pp. 57-90.

[89] Decanini, L. D. and Fantin, G.E., "**Modelos simplificados de la mamposterìa incluida en pòrticos. Caracterìsticas de rigidez y Resistencia lateral en estado lìmite**" (in Spanish), Jornadas Argentinas de Ingenierìa Estructural, Buenos Aires, Argentina, 1986, Vol. 2,pp. 817-836.

[90] Chysostomou, C. Z.," **Effect of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two-Dimensional Steel Frames**", Ph. D. Thesis, Cornell University, 1991.

[91] Doudoumis, I. N. and Mitsopoulou, E. N., "**Nonlinear Analysis of Multistorey Infilled Frames for Unilateral Contact Contact Conditions**", Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engneering, Lisbon, Portugal, 1986, Vol. 3, pp. 6.5/63-70.

[92] Panagiotakos, T. B. and Fardia, M. N.," **Seismic Response of Infilled RC Frame Structures"**, Proceeding of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Mexico, 1996, Paper No.225.

[93] Axley, J. W. and Bertero, V. V., "**Infill Panels, Their Influence on Seismic Response of Buildings**", University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC 79-28, September,1979.

[94] Pires, F., Campos-Costa, A. and Raposo, S., "**Hysteretic Behaviour of R/C Frames Infilled with Brick Masonry Walls**", Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engneering, Vienna, Austria, 1994, Vol. 3, pp. 1739-1744.

[95] Strafford Smith, B and Riddington, J.R., "**The Design of Masonry Infilled Steel Frames For Bracing Structures**", The Structural Engineer, Vol. 56B, No. 1, 1978, pp. 1-7.

[96] Priestly M.J.N., "**Chapter 6:Masonry**" , Design of Earthquake Resistant Structures, Editted by Rosenblueth, Pentech Press, London, 1980.

[97] Priestly M.J.N., and Calvi, G.M., "**Tower a Capacity-Design Assessment Procedure for Reinforced Concrete Frames**" , Earthquake Spectra, Vol. 7, No. 3, 1991, pp. 413-437.

[98] Karsan, I. D. and Jirsa, J. O., "**Behaviour of Concrete under Compressive Loading**", Proceeding of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Engineering, Vol. 95, No.12, pp. 2543-2563.

[99] Combescure, D., Pires, F., Cerqueira, P. and Pegon, P., "**Tests on Masonry Infilled R/C Frames and its Numerical Interpretation**", Proceeding of the Eleventh World Conference on Earthquak Engineering, Mexico, 1996, Paper No.1731.

[100] Sargin, M., Ghosh, S, K. and Handa, V. K., "**Effects of Lateral Reinforcement Deformation Properties of Concrete**", Magazine of Concrete Reseach, Vol. 23, No. 75-76,1971, pp 99-110.

[101] Naraine, K. and Sinha, S., "**Loading and Unloading Stress-Strain Curves for Brick Masonry**", Proceeding of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No.10,1989, pp. 2631-2644.

[102] Subramaniam, K. V. L. and Sinha, S. N., "**Analytical Model for Cyclic Compressive Behaviour Brick Masonry**", American Concrete Institute Structural Journal, Vol. 92, No. 3,1994, pp. 288-294.

[103] Mander, J. B., Priestly, M. J. N. and Park, R., "**Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete**", Proceeding of the American Society of Civil

Engineering, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No.8,1988, pp. 1804-1825.

[104] Yankelevsky, D. Z. and Reinhardt, H. W., "**Model for Cyclic Compressive Behaviour of Concrete**" Proceeding of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No.2,1987, pp. 228-240.

[105] Naraine, K. and Sinha, S., "**Behaviour of Brick Masonry under Cyclic Comperssive Loading**", Proceeding of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No.2,1989, pp. 1432-1445.

[106] Otter, D. E. and Naaman, A. E., "**Model for Response of Concrete to Random Compressive Load**", Proceeding of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No.11,1989, pp. 2794-2809.

[107] Bolong, z., Mingshun, W. and Kunlian, Z., " **Study of Hysteretic Curve of Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading**", Proceeding of the Seventh World Conference on Earthquak Engineering, Istanbul, Turkey, 1980, Vol. 6,pp. 509-516.

[108] Mann, W. and Müller, H. [1982] "**Failure of Shear-Stresses Masonry - An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls**," Proceedings of the British Ceramic Society, Vol. 30, pp. 139-149.

[109] Seismo Soft, "**Seismo Struct - A Computer Program For Static And Dynamic Nonlinear Analysis Of Framed Structures**", Version 5.0.5 , [on-line], (http://www.seismosoft.com).

[110] Blandon, C.A. [2005].," **Implementation of an Infill Masonry Model for Seismic Assessment of Existing Buildings**", Individual Study, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.

[111] El Ezz, A. A., "**Deformation and Strength Based Assessment of Seismic Failure Mechanisms for Existing RC Frame Buildings**" MSc Thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (Rose School), Pavia , Italy.

[112] Sahlin, S. [1971] Structural Masonry, Prentice-Hall Inc., New Jersey, United States.

[113] San Bartolomé, A.[1990] Colleción del Ingeniero Civil, (in Spanish), Libro No Colegio de Ingenierios del Peru.

[114] Sinha, B.P. and Pedreschi, R. [1983] "**Compressive Strength and Some Elastic Properties of Brickwork**," International Journal of Masonry Construction, Vol. 3, No. 1, pp. 19-27.

[115] Hendry, A.W. [1990] Structural Masonry, Macmillan Education Ltd, London, England.

[116] Shrive, N.G. [1991] "Materials and Material Properties," Reinforced and Prestressed Masonry,A.W.Hendry, Longman Scientific and Technical, London, England.

[117] Atkinson, R.H., Noland, J.L. and Abrams, D.P. [1985] "**A Deformation Failure Theory for Stack-Bond Brick Masonry Prism in Compression**," Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference, Melbourne, Australia.

[118] Pinto, A., Verzeletti, G., Molina, F.J., Varum, H., Pinho, R. and Coelho, E. [1999] "**Pseudo-Dynamic Tests on Non-Seismic Resisting RC Frames (Bare and Selective Retrofit Frames)**," EUR Report, Joint Research Centre, Ispra, Italy.

[119] Pinho, R. and Elnashai, A.S. [2000] **"Dynamic Collapse Testing of a Full-Scale Four Storey RC Frame**," ISET Journal of Earthquake Engineering, Special Issue on Experimental Techniques, Vol. 37, No. 4, pp. 143-164.

[120] Varum, H.S.A. [2003] "**Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings,**" PhD Thesis, University of Aveiro, Portugal.

[121] Menjivar , M A L. 2004.,"**A Review of Existing Pushover Methods for 2-D Reinforced Concrete Buildings**" , MSc Thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.

[122] Elnashai, A.S.," **Analysis of the damage potential of the Kocaeli (Turkey) earthquake of 17 August 1999**", Engineering Structures 22 (2000) 746–754.

[123] Patr_ Rocha, P., Delgado, P., Costa, A., Delgado, R.," **Seismic retrofit of RC frames**", Computers and Structures 82 (2004) 1523–1534.

[124] Carvalho, E.C., Coelho, E. and Campos-Costa, A. [1999] "**Preparation of the Full-Scale Tests on Reinforced Concrete Frames**. **Characteristics of the Test Specimens, Materials and Testing**" Conditions," ICONS Report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network, LNEC.

[125] Campos-Costa, A. and Pinto, A.V. [1999] "**European Seismic Hazard Scenarios – An Approach to the Definition of Input Motions for Testing and Reliability Assessment of Civil Engineering Structures,**" JRC Special Pubblication, No. X.99.XX, ELSA, JRC – Ispra, Italy.

[126] Menegotto, M. and Pinto, P.E. [1973] "**Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending,**" Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Zurich, Switzerland**.**

الفهرس

فهرس الجداول

فهرس الأشكال

الصفحة	الموضوع	الشكل

الشكل	الموضوع	الصفحة

Aleppo University
Faculty of Civil Engineering
Department of Structural Engineering

Master’s Thesis

Structural Analysis of Masonry Walls And Modeling it As Homogenized Materials

Thesis for Master's Degree of Structural Engineering

Submitted by
Eng. Reem Abdulwahed

1432
2011

Aleppo University
Faculty of Civil Engineering
Department of Structural Engineering

Master’s Thesis

Structural Analysis of Masonry Walls And Modeling it As Homogenized Materials

Thesis for Master's Degree of Structural Engineering

Submitted by
Eng. Reem Abdulwahed

Supervised by
prof. Azzam Katkhuda
Department of Structural Engineering
Faculty of Civil Engineering
University of Aleppo

1432
2011

Abstract

This research includes Master's Thesis " **Structural Analysis of Masonry Walls And Modeling it As Homogenized Materials**". This thesis presents in its theoretical part a review of theoretical research to explain the behavior of the Masonry Infilled RC Frames and methods of modeling and analysis methods. also in this research has been presented a model proposed to represent the cyclic behavior of Masonry (hysteretic stress-strain relationships for masonry subjected to axial and shear stresses). As well as has been presented a macro model is(A double-strut nonlinear cyclic model) to model and analysis Masonry Infilled RC Frames which has easily in the application and use. The research contained in his practical part conduct an analytical study of 5 models (four models are 2D Frames and one model is 3D building) has been used macro model (A double-strut nonlinear cyclic model)which is proposed by the researcher Crisafulli [24] to model the infill walls in RC Frames subject to the earthquake . All tests carried out using structural program "SeismoStruct V5.0.5",And used Dynamic time-history analysis and presented conclusions and proposed a set of recommendations.